

ЛІТЕРАТУРА



НАВЧАЛЬНО-МЕТОДИЧНА

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Тернопільський національний технічний університет
імені Івана Пулюя

Факультет інженерії машин, споруд та технологій
Кафедра будівельних конструкцій

КОНСПЕКТ ЛЕКЦІЙ

з дисципліни «Проектування залізобетонних і
мурованих конструкцій»
для студентів спеціальності
192 «Будівництво та цивільна інженерія»
денної і заочної форми навчання

Тернопіль – 2018

УДК 624.012.41
К65

Укладачі:

О. П. Конончук, *канд. техн. наук, доцент*
В. П. Ясній, *докт. філософії, доцент*

Рецензент:

Ю. І. Пиндус, *канд. техн. наук, доцент*

Розглянуто й затверджено на засіданні кафедри будівельних конструкцій.
Протокол № 6 від 05 лютого 2018 р.

Розглянуто й затверджено на засіданні методичної комісії факультету інженерії
машин, споруд та технологій.
Протокол № 6 від 07 березня 2018 р.

Конспект лекцій з дисципліни «Проектування залізобетонних і мурованих конструкцій» для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» денної і заочної форми навчання. / Укладачі: О.П. Конончук, В.П. Ясній – Тернопіль: Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018. – 133 с.

Складено з урахуванням матеріалів літературних джерел, наведених у переліку.

УДК 624.012.41

© Конончук О.П.
© Ясній В.П.
© Вид-во ТНТУ імені Івана Пулюя, 2018

Зміст

Вступ	5
РОЗДІЛ 1. ТОНКОСТІННІ ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ	6
Лекція №1: основи теорії оболонок. Конструктивні особливості тонкостінних просторових покриттів	6
1.1 Загальні відомості про просторові покриття	6
1.2 Класифікація тонкостінних просторових покриттів та конструктивні вимоги	7
1.3 Основні передумови та рівняння розрахунку оболонок	10
Лекція №2: Довгі циліндричні оболонки.....	13
2.1 Загальні поняття про довгі циліндричні оболонки	13
2.2 Розрахунок міцності довгих циліндричних оболонок	14
2.3 Армування довгих циліндричних оболонок	17
Лекція № 3: Короткі циліндричні оболонки та призматичні складки. Пологі оболонки додатної Гаусової кривизни, прямокутні в плані	19
3.1 Основні поняття про короткі циліндричні оболонки	19
3.2 Армування плит коротких циліндричних оболонок	21
3.3 Розрахунок коротких призматичних складок	22
3.4 Пологі оболонки додатної Гаусової кривизни, прямокутні в плані	23
Лекція №4: Куполи (Бані)	27
4.1 Загальні поняття про куполи	27
4.2 Розрахунок міцності	28
4.3 Армування куполів	31
Лекція №5: Хвилясті склепіння. Висячі покриття	32
5.1 Конструктивні рішення склепінь	32
5.2 Розрахунок міцності склепінь	34
5.3 Конструктивні рішення вантових покриттів	36
5.4 Розрахунок залізобетонних висячих покриттів	38
РОЗДІЛ 2: ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД	40
Лекція №6: Розрахунок та конструювання залізобетонних конструкцій резервуарів	40
6.1 Класифікація та область застосування залізобетонних резервуарів	40
6.2 Розрахунок циліндричних резервуарів	43
6.3 Армування стінок циліндричних резервуарів	47
6.4 Прямокутні резервуари	49
6.5 Розрахунок прямокутних резервуарів	51
Лекція №7: Водонапірні башти	54
7.1 Загальні відомості і конструктивні рішення	54
7.2 Резервуари водонапірних залізобетонних башт	56
7.3 Опори водонапірних башт	60
7.4 Фундаменти водонапірних башт	62
7.5 Розрахунок водонапірних башт	63
Лекція №8: проектування залізобетонних конструкцій бункерів ...	67

8.1	Класифікація та область застосування залізобетонних бункерів	67
8.2	Розрахунок бункерів	68
8.3	Армування сітками монолітних бункерів	69
	Лекція №9: проектування залізобетонних конструкцій силосів	71
9.1	Загальні відомості про силоса	71
9.2	Розрахунок силосів	72
9.3	Армування стінок монолітних циліндричних силосів	75
	Лекція №10: Проектування підпірних стін. Проектування підземних каналів і тунелів	77
10.1	Конструювання підпірних стінок	77
10.2	Розрахунок підпірних стін	79
10.3	Армування підпірних стін	81
10.4	Загальні положення проектування підземних каналів і тунелів	82
10.5	Уніфікація внутрішніх розмірів	83
10.6	Навантаження й основні розрахункові положення навантаження	84
10.7	Методи розрахунків несучих конструкцій	87
	Лекція №11: Залізобетонні витяжні градирні. Залізобетонні димові труби	90
11.1	Загальні відомості і конструктивні рішення градирень	90
11.2	Витяжні башти градирень	91
11.3	Конструювання башти залізобетонної градирні	92
11.4	Конструктивні рішення і конструкції димових труб	98
11.5	Монолітні труби і їх конструктивні рішення	100
11.6	Збірні димові труби	103
	РОЗДІЛ 3: ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЯКІ ЕКСПЛУАТУЮТЬСЯ В ОСОБЛИВИХ УМОВАХ	105
	Лекція №12: Розрахунок конструкцій при дії динамічних навантажень	105
12.1	Конструкції, що експлуатуються в сейсмічних районах	105
12.2	Принцип розрахунку конструкцій на сейсмічні впливи	108
	Лекція №13: Особливості проектування конструкцій, які експлуатуються в умовах підвищених та високих температур	110
13.1	Конструкції в умовах високих температур	110
13.2	Конструкції, які експлуатуються і зводяться при низьких температурах	118
	Лекція №14: Особливості проектування конструкцій, які експлуатуються в умовах агресивного середовища. Підсилення залізобетонних конструкцій при реконструкції будівель і споруд ...	120
14.1	Особливості проектування конструкцій, які експлуатуються в умовах агресивного середовища	120
14.2	Підсилення залізобетонних конструкцій при реконструкції будівель і споруд	123
	ПЕРЕЛІК ПИТАНЬ ПІДСУМКОВОГО КОНТРОЛЮ	129
	СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	132

ВСТУП

Мета вивчення дисципліни – на базі знань і вмінь бакалавра будівництва отримати спеціальну підготовку в області залізобетонних конструкцій і набути нові знання й уміння з питань проектування тонкостінних просторових залізобетонних покриттів, залізобетонних конструкцій інженерних споруд та проектування залізобетонних конструкцій, які експлуатуються в особливих умовах.

Дана дисципліна є профілюючою в підготовці магістрів і базується на знаннях дисципліни "Залізобетонні та кам'яні конструкції", що вивчалась згідно робочою програмою для ступеня бакалавр, а також окремих тем дисциплін "Опір матеріалів", "Будівельна механіка", "Будівельні матеріали", "Архітектура будівель і споруд", "Основи і фундаменти", "Будівельні конструкції, будівлі і споруди".

Задачі вивчення дисципліни – оволодіти студентами теоретичними знаннями та практичними вміннями з питань застосування, проектування та експлуатації тонкостінних просторових залізобетонних покриттів, залізобетонних конструкцій інженерних споруд промислових підприємств, проектування конструкцій, які експлуатуються в особливих умовах, проектування реконструкції та підсилення залізобетонних конструкцій.

Внаслідок вивчення дисципліни студент повинен:

знати – область застосування та основні конструктивні схеми просторових тонкостінних залізобетонних перекриттів, їх компоновку та особливості роботи; залізобетонні конструкції інженерних споруд, область їх застосування; вплив навколишнього середовища на механічні характеристики бетону і арматури та конструкцій в цілому; заходи по запобіганню негативного впливу на роботу конструкцій; методи і способи реконструкції й підсилення залізобетонних конструкцій.

вміти – вибирати тип просторових тонкостінних залізобетонних конструкцій для будівель різного призначення; складати розрахункові схеми та визначати зусилля від зовнішніх впливів у просторових конструкціях і конструкціях інженерних споруд; розраховувати міцність конструкцій та виконувати їх конструювання; вибирати методи захисту конструкцій від негативної дії навколишнього середовища; при проектуванні конструкцій враховувати особливі умови їх експлуатації; розробляти проекти відбудови, реконструкції та підсилення залізобетонних конструкцій будівель і споруд.

РОЗДІЛ 1. ТОНКОСТІННІ ПРОСТОРОВІ КОНСТРУКЦІЇ

Лекція №1: Основи теорії оболонок. Конструктивні особливості тонкостінних просторових покриттів

1.1 Загальні відомості про просторові покриття

Застосування просторових покриттів бере свій початок із далекої давнини. В першу чергу це куполи палаців, а також культових та інших споруд Стародавнього Риму, Візантії, Київської Русі. Найбільш відомі з них - купол Пантеону в Римі (132-133 рр.), купол Софійського собору (532-537 рр.). Для їх зведення використовувалася цегляна кладка, в результаті чого конструкція покриттів була громіздкою, а проліт її - невеликим.

Із появою нового будівельного матеріалу - залізобетону - в практиці застосування просторових покриттів відбулися не тільки якісні, але й кількісні зміни: просторові покриття почали зводити залізобетонними тонкостінними, і вони набули різних форм. Уперше тонкостінні просторові покриття почали зводити в 1922 р. (куполи фірми "Карл-Цейс" у Німеччині діаметром 20...40 м, товщиною 4...8см). Із 1925 р. тонкостінні просторові покриття почали застосовувати в СРСР. У Баку (1925 р.) над резервуаром для води, а пізніше в Харкові (1928 р.) над будинком поштамту були зведені монолітні циліндричні оболонки. В 1934 р. театр у Новосибірську перекрили куполом діаметром 55,5 м - це була найбільша споруда того часу. Відтоді як у нашій, так і в інших країнах використання просторових покриттів набуло прискорення. Цьому сприяли нагальні потреби інтенсифікації виробництва, створення крупногабаритних літаків, розвиток спорту, потреби культури тощо. З великими прольотами перекриваються такі споруди, як: ринки, ангари, палаци спорту, виставкові павільйони, стадіони, цирки і т. п. Прольоти таких споруд уже перевищують 100 м, а місткість - 100 тис. чол. Широкому застосуванню тонкостінних просторових покриттів сприяло також створення теоретичних основ визначення їх несучої здатності; розробка методів розрахунку зусиль, що в них виникають; створення технологій зведення покриттів, які дозволяють поліпшувати техніко-економічні показники.

Одночасно із зведенням просторових покриттів проводились їх подальші експериментальні та теоретичні дослідження. В результаті було встановлено, що найбільш економічними для перекриттів споруд великих прольотів є тонкостінні просторові покриття, котрі складаються із тонкостінних криволінійних або призматичних оболонок і контурних елементів, за допомогою яких навантаження від покриття передаються на колони або стіни.

Тонкостінні просторові покриття, на відміну від плоских плит, в одному або двох напрямках мають поверхню з кривизною (рис. 1.1). Завдяки цьому в їх елементах виникають зусилля переважно одного знаку, що дає можливість більш раціонально використовувати бетон як будівельний матеріал. Згинальні моменти в більшості випадків діють в обмежених зонах, через те їх значення відіграє значно меншу роль у розрахунках перерізів, ніж у плоских

конструкціях при згинанні. Форму покриття вибирають такою, щоб вона забезпечувала роботу його елементів головним чином на стиск.

Як свідчить досвід застосування тонкостінних просторових покриттів, вони мають такі позитивні якості:

- здатність перекривати значні прольоти при значному зниженні витрат матеріалів на 1 м^2 перекритої площі; сприяння вдосконаленню технологічних виробничих процесів;

- економія матеріалів - бетону до 20...30%, сталі до 10...15% при прольотах споруди до 100 м і бетону до 50% при прольотах споруди більше 100 м - що пояснюється раціональним використанням роботи бетону на стиск;

- сумісність несучих та огорожувальних функцій (у плоских покриттях, наприклад, несучими та огорожувальними конструкціями є плити, а крокв'яні і підкрокв'яні – є тільки несучими конструкціями);

- зниження власної маси конструкцій;

- архітектурна виразність;

- відповідність естетичним вимогам та придатність для покриття будівель, різних за призначенням.

До негативних якостей цих покриттів належать:

- трудомісткість зведення, яка викликана необхідністю застосування спеціальних монтажних пристроїв;

- ускладнення при виконанні покрівельних робіт для покриттів з кривизною у двох напрямках;

- складність пристроїв для забезпечення функціонування підвісного транспорту;

- мала технологічність виготовлення окремих елементів, оскільки вони мають багато форм.

1.2 Класифікація тонкостінних просторових покриттів та конструктивні вимоги

Тонкостінні просторові покриття при їх класифікації та в розрахунках розглядають як оболонки. При цьому під оболонкою розуміють тіло, обмежене двома криволінійними поверхнями, відстань між якими значно менша від інших розмірів. Поверхня, котра ділить товщу оболонки навпіл, називається серединною поверхнею. Надалі, якщо мова буде йти про форму оболонки, слід мати на увазі серединну поверхню.

В основу поділу оболонок за типами покладено класифікацію, прийняту теорією поверхонь у диференціальній геометрії. Згідно з цією теорією, кожній поверхні в будь-якій точці (рис. 1.1 б) властиві взаємно перпендикулярні криві (утворені внаслідок перетину цих поверхонь площинами), які мають найбільший та найменший радіуси кривизни r_x , r_y . Відповідні їм кривизни у вибраній системі координат XYZ називають головними.

$$\rho_x = \frac{1}{r_x}, \quad \rho_y = \frac{1}{r_y}, \quad (1.1)$$

Добуток головних кривизн називають Гаусовою кривизною $\rho = \rho_x \cdot \rho_y$

Поверхню, яка характеризується розташуванням центрів кривизни з одного боку, називають поверхнею з додатною Гаусовою кривизною (рис. 1.1 в), із двох сторін — із від'ємною Гаусовою кривизною (рис. 1.1 з), а якщо один із головних радіусів кривизни дорівнює нескінченності - з нульовою Гаусовою кривизною (рис. 1.1 д). Відповідно до цих понять розрізняють оболонки з поверхнею додатної, від'ємної та нульової Гаусової кривизни.

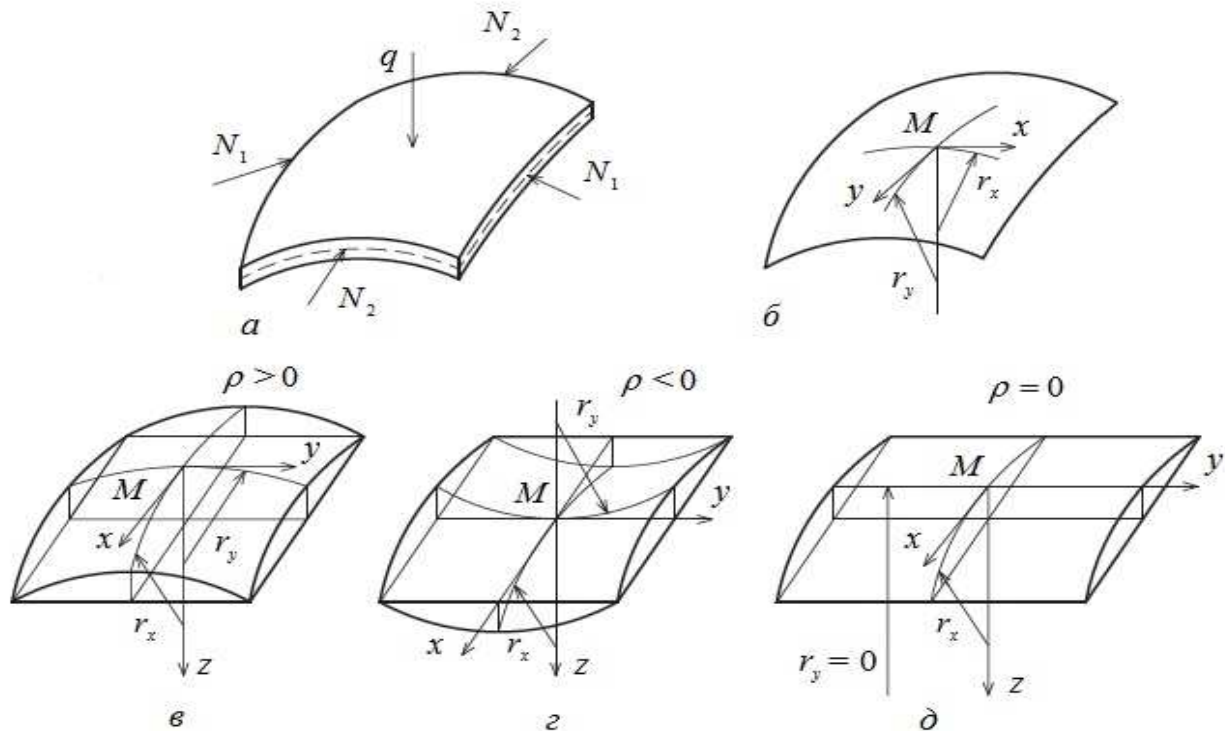


Рис. 1.1 Поверхні оболонок та параметри, які їх характеризують

За способом утворення розрізняють лінійчасті оболонки переносу й оболонки обертання.

Лінійчасті оболонки переносу (трансляційні оболонки) – це такі оболонки, в яких серединна поверхня утворена поступальним переміщенням однієї плоскої кривої вздовж іншої плоскої кривої.

Оболонки обертання – це оболонки, серединна поверхня яких утворена обертанням плоскої кривої, прямої або ламаної навколо осі.

Визначення поверхонь Гаусової кривизни та способів їх утворення використовують у класифікації тонкостінних просторових покриттів. Згідно з нормативними літературними джерелами в основу класифікації залізобетонних просторових покриттів покладено 4 основних ознаки:

форма серединної поверхні, форма перекритої площі, конструктивні ознаки, спосіб виготовлення.

За формою серединної поверхні оболонки (рис. 1.2) поділяються на:

а) оболонки та хвилясті (бочарні) склепіння з поверхнями додатної

Гаусової кривизни – куполи та висячі оболонки з поверхнею, утвореною шляхом обертання випуклої плоскої кривої навколо вертикальної осі; лінійчасті оболонки у вигляді еліптичного параболоїда; сферичні оболонки, прямокутні в плані і т.п.;

б) оболонки та хвилясті склепіння з поверхнями від'ємної Гаусової кривизни – оболонки, окреслені лінійчастими поверхнями гіперболічного параболоїда (гіпари) і поверхнями обертання ввігнутих плоских кривих навколо горизонтальної або вертикальної осі;

в) оболонки та склепіння з поверхнями нульової Гаусової кривизни: циліндричні та конічні оболонки, циліндричні склепіння;

г) складки та складчаті склепіння; д) складені оболонки, для яких окремі ділянки можуть мати Гаусову кривизну різних знаків.

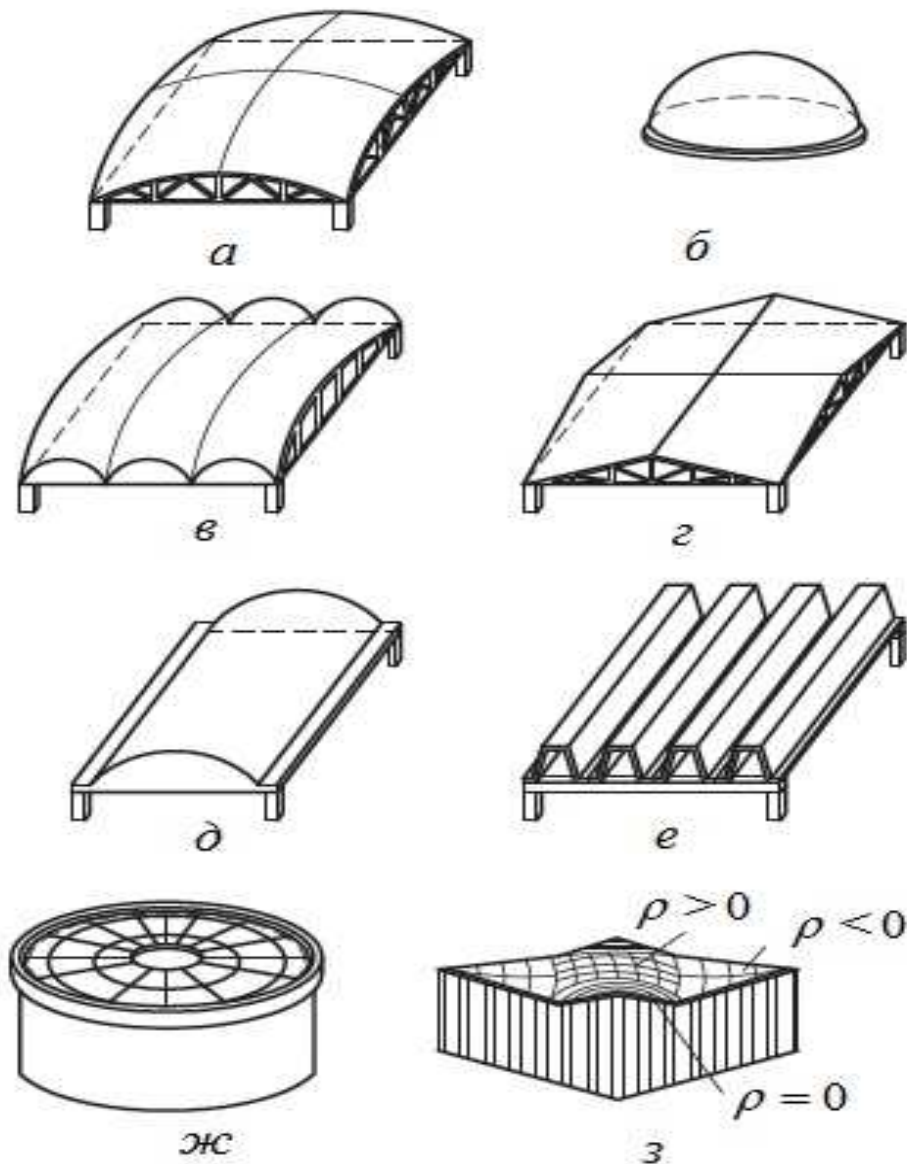


Рис. 1.2 Схеми тонкостінних просторових покриттів:

а – оболонка додатної Гаусової кривизни; б – купол; в – хвилясте (бочарне) склепіння додатної Гаусової кривизни; г – оболонка від'ємної Гаусової кривизни (гіпар); д – оболонка нульової Гаусової кривизни (циліндрична оболонка); е – складка; ж – висяча оболонка; з – складена оболонка

За формою перекритої площини оболонки поділяються на круглі, прямокутні, трикутні, криволінійні, полігональні та інші, більш складної форми в плані.

За конструктивними ознаками розрізняють окремо розташовані оболонки, нерозрізні, багатохвилясті, ребристі, гладкі, з металевим контуром і т.п.

За способом виготовлення та зведення оболонки поділяються на монолітні, збірні та збірно-монолітні.

Стрілу підйому монолітних оболонок приймають у межах $1/10 \dots 1/5$ прольоту. Кут нахилу дотичної до твірної оболонки з горизонталлю не повинен перевищувати 35° . Товщина безреберних (гладких) оболонок складає 40.. 60 мм, а ребристих не менше ніж 35 мм. ($1/200 \dots 1/300$ прольоту).

Той чи інший тип оболонки застосовують на основі порівняння ТЕП, архітектурних вимог, умов виготовлення та зведення. Для виготовлення оболонок рекомендується застосовувати бетон класу не нижчий ніж C12/15 – для важкого бетону.

У практиці проектування в основному застосовують пологі тонкі оболонки, тобто такі оболонки, для яких кут між площиною їх основи та дотичною до серединної поверхні в будь-якій точці не перевищує 18° . Для пологих тонких оболонок, прямокутних в плані звичайно стріла підйому не перевищує $1/5$ довжини меншої сторони основи.

До тонких відносять оболонки, в яких відношення між товщиною і найменшим радіусом кривизни $11 r_{\min} < 20$.

1.3 Основні передумови та рівняння розрахунку оболонок

Із курсів опору матеріалів і теорії пружності відомо, що теоретичні основи розрахунку оболонок розроблені досить ґрунтовно. Але вони, як правило, базуються на передумовах, властивих пружним матеріалам. Тому безпосередньо використовувати запропоновані теорії для розрахунку тонкостінних просторових покриттів із залізобетону неможливо, оскільки вони не враховують властивостей, притаманних саме цьому матеріалові: нелінійність діаграм деформування, перерозподіл зусиль та змінність жорсткостей в окремих ділянках з появою тріщин. Можливості застосування тієї чи іншої теорії стосовно конкретного типу просторових покриттів з

урахуванням властивостей матеріалів устанавлюють шляхом проведення досліджень на моделях або натурних конструкціях.

В основу сучасних розрахунків більшості оболонок покриттів покладено технічну теорію розрахунків тонких оболонок. Згідно з цією теорією матеріал оболонки вважається пружним і допускається застосування гіпотези нормальних перерізів, суть якої в наступному: прямолінійний елемент не змінює своєї довжини і залишається перпендикулярним до серединної поверхні як до, так і після її деформування; при цьому нормальні напруження, що діють по паралельних серединній поверхні ділянках, не враховуються, як малі порівняно з іншими.

Щоб одержати основні рівняння теорії розрахунку оболонки покриття,

виділяють із неї нескінченно малий елемент із сторонами dx і dy , паралельними відповідно осям X і Y системи координат XYZ (рис. 1.3 а). В такому елементі від дії зовнішнього зусилля q виникають внутрішні зусилля: нормальні N_x і N_y , зусилля зсуву S_x і S_y (рис. 1.3 б), згинальні моменти M_x і M_y , поперечні сили Q_x і Q_y та крутні моменти H_x і H_y (рис. 1.3 в). У пологих тонких оболонках приймається $S_x = -S_y = S$, $H_x = -H_y = H$. Із рівнянь рівноваги сил, які діють на елемент з урахуванням геометричних та фізичних співвідношень, виразивши поперечні сили Q_x і Q_y через згинальні та крутні моменти, можна одержати таку систему рівнянь:

$$\begin{aligned} \frac{\partial N_x}{\partial x} + \frac{\partial S}{\partial y} &= 0 \\ \frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2 \frac{\partial^2 H}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} + \frac{N_x}{r_x} + \frac{N_y}{r_y} + q &= 0 \\ \frac{M_x}{r_x} + \frac{M_y}{r_y} + \frac{D}{B} \left(\frac{\partial^2 N_y}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 N_x}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 S}{\partial x \partial y} \right) &= 0 \end{aligned} \quad (1.2)$$

в якій D – циліндрична жорсткість, зокрема залізобетонної оболонки

$$D = E_b \cdot t^3 = \frac{E_b \cdot t^3}{12}; \quad q = g + v; \quad B = E_b \cdot t$$

де t – товщина оболонки; $\nu = 0,2$ – коефіцієнт Пуассона для бетону.

Як показує аналіз, розв'язання системи рівнянь (1.2), навіть при таких спрощеннях, являє собою значні труднощі використанні її в інженерній практиці. Тому, з метою подальшого спрощення рівнянь (1.2), виявлено вплив різних умов на зусилля, які виникають в оболонці.

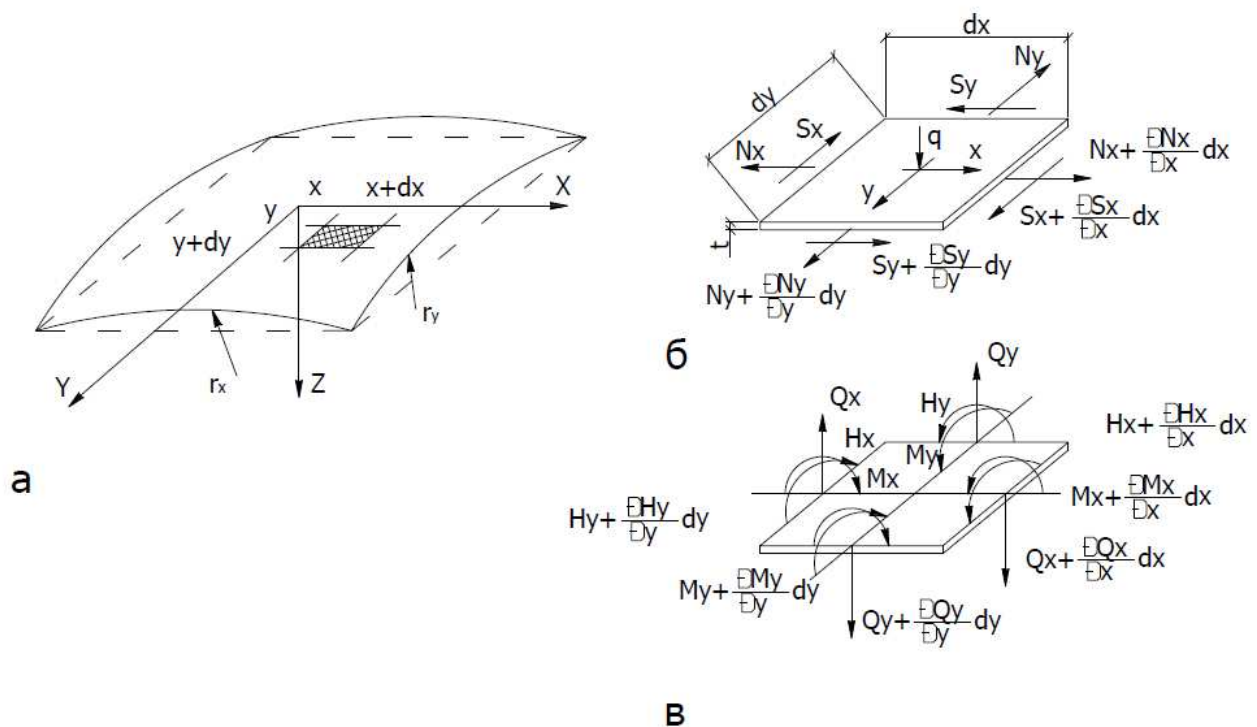


Рис. 1.3 Схема зусиль, які діють у тонкій пологій оболонці

Численні експериментальні та теоретичні дослідження привели до висновку, що із загального навантаження q , яке діє на елемент оболонки одиничних розмірів, тільки 5...8% впливає на компоненти M_x , M_y , H , Q_x , Q_y , що відповідають стану при згинанні, і 92...95% - на компоненти N_x , N_y , S_x , S_y , що відповідають "безмоментному" стану. Отже, відповідно до цих даних, зовнішнє навантаження оболонки q , яке рівномірно розподілене по її поверхні, переважно викликає компоненти "безмоментного" стану, тобто, напружений стан оболонки в таких випадках визначається головним чином нормальними зусиллями N_x , N_y та зусиллями зсуву S .

Ураховуючи це, в практиці проектування оболонок, з метою забезпечення їх "безмоментного" стану, слід дотримуватися таких передумов: оболонка повинна бути пологою і тонкою, а її товщина повинна змінюватися плавно (переломи чи стрибкоподібні зміни не допускаються, оскільки це призводить до появи місцевих моментів), навантаження на оболонку слід передбачати безперервним з плавними змінами, умови закріплення оболонки по краях повинні забезпечувати їх вільне переміщення в напрямку, перпендикулярному до поверхні.

Виконання перелічених передумов дозволяє в рівняннях системи (1.2) прийняти $D = 0$, $M_x = M_y = H = 0$. Внаслідок цього розрахункові зусилля безмоментного стану оболонки визначатимуться із рівнянь статки:

$$\begin{aligned} \frac{\partial S}{\partial x} + \frac{\partial N_y}{\partial y} &= 0 \\ \frac{N_x}{rx} + \frac{N_y}{ry} &= 0 \end{aligned} \quad (1.3)$$

Розв'язання системи рівнянь (1.3) розроблено для багатьох задач досить детально. Але слід ураховувати: якщо викладені передумови не виконуються, то застосовується в розрахунках система рівнянь (1.2).

Вищенаведені результати досліджень разом з теоретичними основами технічної теорії дозволили розробити практичні методи розрахунку різних тонкостінних просторових покриттів. Застосовуючи ці методи, слід мати на увазі, що технічна теорія справедлива для випадків, коли прогини тонкої оболонки малі порівнянно з її товщиною t .

Для того, щоб враховувати геометричну і фізичну нелінійність бетону, наявність у ньому тріщин і перерозподілу зусиль, попереднє напруження, характер армування тощо, створюються та розвиваються більш точні методи розрахунків тонкостінних просторових покриттів. Ці методи базуються на числових способах розв'язання рівнянь і реалізуються на ЕОМ.

Загальна несуча здатність оболонок при дії розподілених та зосереджених навантажень визначається за методом граничної рівноваги.

Перерізи оболонок розраховують за двома групами граничних станів із урахуванням зусиль, що виникають при виготовленні та монтажу.

Лекція №2: Довгі циліндричні оболонки

2.1 Загальні поняття про довгі циліндричні оболонки

До циліндричних оболонок у будівництві відносять тонкостінні просторові покриття у вигляді тонкої криволінійної плити (оболонки), яка спирається на бортові елементи та діафрагми (рис. 2.1 а).

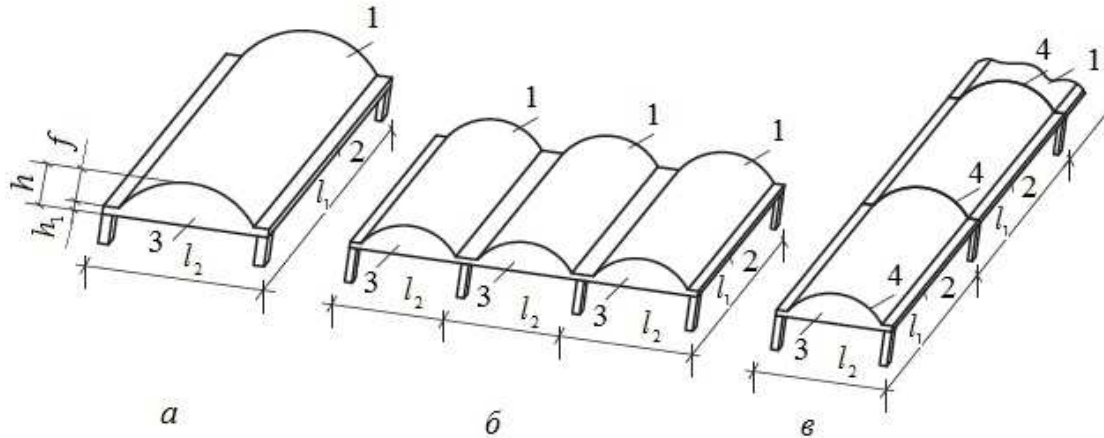


Рис. 2.1 Конструкції циліндричних оболонок:

*а – однохвильова однопролітна; б – багатохвильова; в – багатопролітна;
1 – оболонка; 2 – бортовий елемент; 3 – діафрагма торцева; 4 – діафрагма проміжна*

Циліндричні оболонки за формою серединної поверхні належать до оболонок із нульовою Гаусовою кривизною. Утворюються вони шляхом переміщення плоскої випуклої кривої вздовж прямої. Тобто циліндричні оболонки мають окреслення лінійчастих поверхней. За окресленням серединної поверхні циліндрична оболонка на практиці найчастіше приймається круговою (рідше еліптичною, параболічною).

Основними розмірами циліндричних оболонок є (рис. 2.1 а): l_1 – проліт (відстань між осями діафрагм), l_2 – довжина хвилі або ширина оболонки (відстань між бортовими елементами), h – висота, f – стріла підйому оболонки, h_1 – висота бортового елемента.

Залежно від співвідношення l_1/l_2 циліндричні оболонки поділяються на довгі ($l_1/l_2 > 1$) та короткі ($l_1/l_2 < 1$).

Оболонки за конструкцією бувають однопролітні (рис. 2.1 а, б), багатопролітні (рис. 2.1 в), однохвильові (рис. 2.1 а, в) та багатохвильові (рис. 2.1 б). Вони можуть мати гладку або ребристу поверхню.

За способом виготовлення циліндричні оболонки бувають монолітні або збірні.

Діафрагми в оболонках поділяють на проміжні (рис. 2.1 в) і торцеві (рис. 2.1 а, б). Вони сприймають опорний тиск оболонок і забезпечують їх недеформованість у поперечному напрямку. Діафрагмами можуть бумі арки із

затяжками або балки перемінної висоти.

У практиці проектування довгі та короткі циліндричні оболонки розглядають окремо.

Довгі циліндричні оболонки ($l_1/l_2 > 1$) мають прольоти 24, 30, 36 м і довжину хвилі 6, 12 м. Для таких оболонок рекомендується значення h приймати в межах $(1/10 \dots 1/15)l_1$, висоту бортового елемента $(1/20 \dots 1/30)l_1$, стрілу підйому $f - (1/6 \dots 1/8)l_2$.

2.2 Розрахунок міцності довгих циліндричних оболонок

Залізобетонні циліндричні оболонки, подібно до інших залізобетонних конструкцій, у початковій стадії завантаження працюють пружно. Із збільшенням навантаження, особливо після утворення тріщин в розтягнутій зоні бетону, в бетоні стиснутої зони оболонки починають розвиватися пластичні деформації, а подальше завантаження призводить оболонку до руйнування. Відповідно до такої схеми роботи оболонки статичний її розрахунок виконується за пружною стадією і стадією граничної рівноваги (стадією руйнування).

Точний розрахунок оболонок у пружній стадії призводить до значних математичних складностей. Тому поширення набуло проектування довгих циліндричних оболонок на основі методів розрахунку, що ґрунтуються на передумовах, конкретизованих до певних конструктивних рішень. Особливо широкого розповсюдження набули методи В.З. Власова, в яких він запропонував оболонку замінювати вписаною в неї складкою. За цими методами розраховують міцність, жорсткість та тріщиностійкість пружних оболонок на різні завантаження.

Дослідженнями доведено, що при симетричному завантаженні довгі циліндричні оболонки з жорстким контуром можна розраховувати окремо в поперечному й поздовжньому напрямках, оскільки крутні моменти H_x і H_y , згинальні моменти M_y у поздовжньому напрямку і відповідні їм поперечні сили Q_x у таких випадках незначні.

При цьому в основу розрахунку в поперечному напрямку на зсувні зусилля та згинальні моменти покладено умову рівноваги елементарної поперечної смуги оболонки (рис. 2.2 в). Розрахунок оболонки в поздовжньому напрямку виконують за методом граничної рівноваги, як балки з криволінійним поперечним перерізом, симетричним відносно вертикальної осі. За цим методом розраховують однохвильові оболонки і крайні хвилі багатохвильових оболонок при $l_1/l_2 > 3$), (а також середні хвилі багатохвильових оболонок при $l_1/l_2 > 2$) при умові, що ці оболонки в прольоті мають не менше трьох поперечних ребер висотою $h \geq l_2/25$. Слід також мати на увазі, що застосування даного метода можливе, якщо на оболонку діє симетричне, рівномірно розподілене навантаження.

Визначення міцності нормальних перерізів довгої однопрольотної

циліндричної оболонки кругового симетричного профілю на дію вертикального рівномірно розподіленого навантаження ведуть відповідно до схеми (рис. 2.2 а). Розрахунок здійснюють за методом граничної рівноваги. В основу розрахункової схеми покладено III-тю стадію напружено-деформованого стану, як для балки з криволінійним перерізом (рис. 2.2 а, б). Міцність оболонки в поздовжньому напрямку виражається умовою (рис. 2.2 б):

$$M_l \leq M_u \quad (2.1)$$

в якій M_l – максимальне значення моменту посередині прольоту оболонки від зовнішнього навантаження q ; M_u – момент внутрішніх зусиль, які виникають у перерізі в граничному стані відносно центра кругової частини перерізу.

Згідно з (рис. 2.2 а)

$$M_l = ql_2 l_1^2 / 8 \quad (2.2)$$

$$M_u = 0,8 \cdot \left(2 \int_0^{\theta} R_b tr d\theta \cdot r \cdot \cos \theta - R_s A_s c \right) = 0,8 \cdot (2 R_b tr^2 \cdot \sin \theta_p - R_s A_s c) \quad (2.3)$$

де $tr d\theta$ – елементарна площа поперечного перерізу оболонки, $rd\theta$ довжина елементарної площадки, t – товщина оболонки; θ_p – половина центрального кута стиснутої зони оболонки; 0,8 – коефіцієнт умов роботи, визначений експериментально.

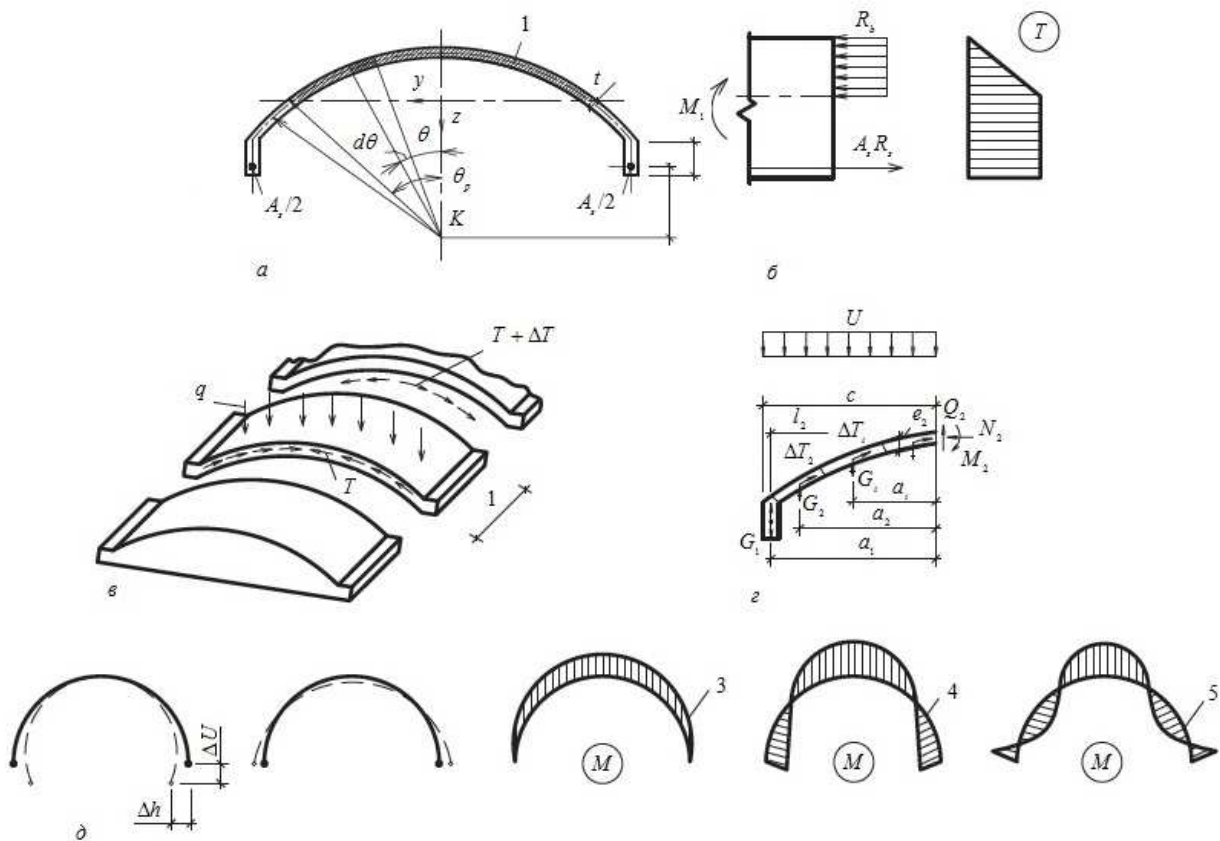


Рис. 2.2 Розрахункові схеми довгої циліндричної оболонки в поздовжньому (а, б) та поперечному (в, г) напрямках:

1 – стиснута зона; 2 – розтягнута арматура; 3 – моменти в однохвильовій оболонці без бортових елементів; 4 – моменти в однохвильовій та 5 – багатохвильовій оболонці з бортовими елементами

Із умови рівноваги на поздовжню вісь оболонки проєкцій усіх сил $\sum X = 0$, що діють у поперечному перерізі, можна визначити положення нейтральної лінії:

$$2 \int_0^{\theta_p} R_b tr d\theta = 2 R_b \theta_p tr = R_s A_s \quad (2.4)$$

Для визначення несучої здатності оболонки в (2.3) підставляють значення θ_p із (2.4).

Якщо виникає необхідність визначення площі арматури A_s , якою слід заармувати оболонку при заданих розмірах її поперечного перерізу і заданій величині зовнішнього моменту M_l , то поступають таким чином; (21) вважають рівністю, тобто $M_l = M_u$, розв'язують сумісно рівняння (2.3) та (2.4) відносно θ_p . В результаті одержують:

$$\frac{\sin \theta_p - c \theta_p}{r - M} = 0 \quad (2.5)$$

$$1,6 \cdot R_b tr^2$$

Визначивши з (2.5) θ_p методом послідовних наближень, прийнявши спочатку $\sin \theta_p = \theta_p$ і підставивши його в (2.4), обчислюють необхідну площу арматури. Так, наприклад, у першому наближенні, тобто при $\sin \theta_p = \theta_p$:

$$A_s = 2 R_b \theta_p tr / R_s = \frac{M}{0,8 R_s (r - c)} \quad (2.6)$$

Для визначення поперечних згинальних моментів, які діють уздовж хвилі в оболонці без ребер, розглядають смугу оболонки одиничної ширини (рис. 2.2 в). Як видно з рисунка, на цю смугу діє зовнішнє вертикальне навантаження $q = g + v$ та дотичні сили T і $T + \Delta T$, розташовані в площинах умовного розтину. Використовуючи відому із курсу опору матеріалів залежність між зусиллями T і Q , знайдемо:

$$\Delta T = -QS/(2Ib) + (Q + \Delta Q)S/(2Ib) = \Delta Q \cdot S/(2Ib), \quad (2.7)$$

де S – статичний момент поперечного перерізу оболонки; ΔQ – приріст поперечної сили на даній ділянці.

Із умови рівноваги статичний згинальний момент у поперечному напрямку можна визначити (рис. 4 в, г) так:

$$M_2 = M_0 + M_{\Delta T}, \quad (2.8)$$

де M_0 – момент від зовнішнього навантаження і власної ваги оболонки (рис. 2.2 г):

$$M_0 = -(\sum_{i=1}^n G_i a_i + vc^2/2), \quad (2.9)$$

G_i – навантаження від ваги i -тої ділянки оболонки, $M_{\Delta T}$ – згинальний момент від дії зсувних сил відносно даного перерізу:

$$M_{\Delta T} = \sum_{i=1}^n \Delta T_i \cdot t \cdot e_i. \quad (2.10)$$

Епюри поперечних згинальних моментів, котрі можна побудувати за допомогою таблиць, як для однохвильових, так і багатохвильових оболонок, зображені на (рис. 2.2 д).

Розрахунок оболонок за деформаціями виконують відповідно до вимог СНиП 2.03.01-84.

Розрахунок діафрагм довгих циліндричних оболонок виконують на дію зусиль від власної ваги конструкцій та зусиль зсуву, які передаються з оболонок.

2.3 Армування довгих циліндричних оболонок

Армування довгих циліндричних оболонок (рис. 2.3) здійснюється таким чином, що в бортових елементах розташовують до 80% площі арматури (поз. 1), визначеної за (2.6), а інші 20% - розподіляють згідно із лінійним законом у розтягнутій зоні оболонки, але при дотриманні умови, що її не менше ніж $0,002 A_{br}$.

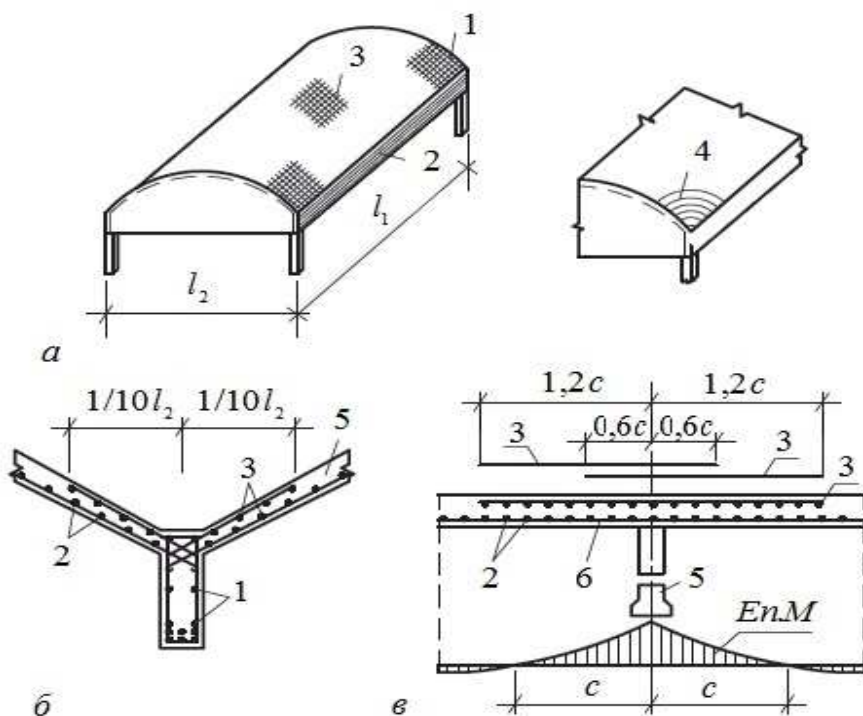


Рис. 2.3 Схеми армування довгої циліндричної оболонки:

а – оболонка; б – бортовий елемент; в – опорна зона над середньою діафрагмою; 1 – основна робоча арматура (80%); 2 – основна арматура оболонки; 3 – додаткова арматура на опорі; 4 – додаткова арматура (як варіант) із навскісним розташуванням стержнів; 5 – діафрагма; 6 – плита оболонки

Із загальної кількості арматури ($0,8 A_s$), призначеної для армування бортових елементів, 40% розташовують у верхній їх зоні, а 60% – у нижній.

У стиснутій зоні оболонки (поз. 2) звичайно розташовують зварні рулонні сітки, в яких стержні вздовж прольоту її приймають із конструктивних міркувань діаметром 5, 6 мм із кроком 200... 250 мм, а площу стержнів у напрямку хвилі l_2 розраховують на сприйняття зусиль від дії внутрішнього моменту M_2 . В оболонках товщиною більше ніж 9 см укладають по дві сітки. У тих випадках, коли в діагональному напрямку оболонки арматури основної сітки недостатньо, де діють головні розтягувальні напруження $G_{ml} > R_{bt}$, то укладають додаткові сітки (поз. 3, 4) з ортогональним або навскісним розташуванням стержнів діаметром 5... 10 мм і кроком 150...200 мм. Ці стержні анкерують у бортових елементах та діафрагмах. У місцях прилягання оболонки до діафрагми та бортових елементів також укладають додаткові сітки або окремі стержні. Верхня та нижня зони багатохвильових оболонок у таких анкерують у бортових елементах та діафрагмах. У місцях прилягання оболонки до діафрагми та бортових елементів також укладають додаткові сітки або окремі стержні. Верхня та нижня зони багатохвильових оболонок у таких місцях армуються аналогічно до вимог армування багатопролітних нерозрізних балок (рис. 2.2 б, в, поз. 3).

Довгі циліндричні оболонки найчастіше споруджують із збірних елементів, які виготовляють відповідно до одного з двох варіантів її членування: на збірні криволінійні ребристі плити з частинами бортових елементів (рис. 2.4 а, б) або на збірні плити, бортові елементи та діафрагми (рис. 2.4 в, г).

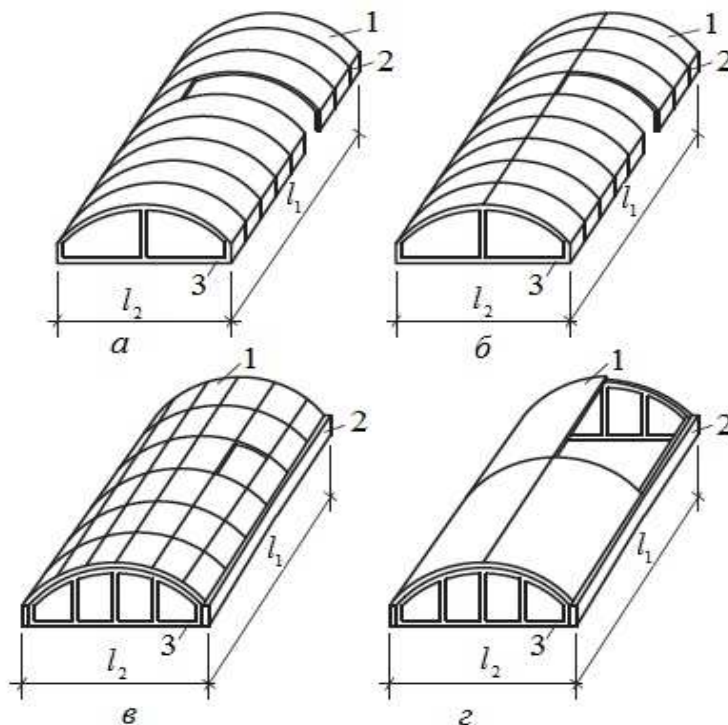


Рис. 2.4 Схеми членування довгих циліндричних оболонок: на збірні криволінійні ребристі панелі збортовими елементами (а, б), збірні ребристі або без ребер (гладкі) плити, бортові балки та діафрагми (в), збірні криволінійні плити великих розмірів, бортові балки та діафрагми (г): 1 – панель; 2 – бортовий елемент; 3 – затяжка діафрагми

Технологія зведення довгих циліндричних оболонок за першим варіантом передбачає в ході монтажу плит установку помостів з метою втримання їх у проектному положенні. Завершується монтаж плит об'єднанням їх у єдину систему за допомогою попереднього напружування арматури, пропущеної крізь канали в бортових елементах. Після зварювання стиків, замонолічування швів та заповнення каналів розчином помости демонтують.

Зведення довгих циліндричних оболонок за другим варіантом полягає в тому, що спочатку по колонах монтують попередньо напружені бортові елементи та діафрагми, застосовуючи тимчасові опори під них, для зменшення монтажних зусиль. Після цього здійснюється монтаж дрібно або крупно розмірних плит за допомогою спеціальних помостів.

В умовах індивідуального будівництва, коли немає можливості застосувати збірні елементи, довгі циліндричні оболонки зводять монолітними. Такий спосіб зведення довгих циліндричних оболонок дозволяє економити бетон та арматуру порівняно до збірних оболонок.

Лекція № 3: Короткі циліндричні оболонки та призматичні складки. Пологі оболонки додатної Гаусової кривизни, прямокутні в плані

3.1 Основні поняття про короткі циліндричні оболонки

Короткі циліндричні оболонки ($l_1/l_2 \leq 1$) споруджують прольотами (з кроком діафрагм) $h = 6 \dots 12$ м, $l_2 = 12 \dots 30$ м і стрілою підйому $f \geq 1/8 l_2$. Оскільки напруження в плиті таких оболонок незначні, то її товщину приймають залежно від значень l_1 : при $l_1 = 6$ м $t = 5 \dots 6$ см, при $l_1 = 9 \dots 12$ см $t = 7 \dots 8$ см. Висота h_1 бортового елемента складає $(1/10 \dots 1/15 l_1)$, а ширина - $(1/2 \dots 1/5) h_1$ (рис. 3.1, а).

Розрахунок міцності коротких циліндричних оболонок, які відповідають співвідношенню $0,5 < l_1/l_2 < 1$ і зазнають дії зосереджених та значних навантажень, виконують методом переміщень з урахуванням поперечних деформацій контуру.

Для цього криволінійну оболонку заміняють вписаною в неї складкою, для котрої допускається застосовувати до кожної грані гіпотезу плоских перерізів, а деформації зсуву не враховують.

Оболонки прольотом $l_1 < 12$ м і які відповідають співвідношенню $l_1/l_2 < 0,5$ на дію рівномірно розподіленого навантаження допускається розраховувати приблизними методами. В приблизних розрахунках товщину плити та її армування визначають конструктивно, а діафрагми та бортові елементи розраховують.

Суть приблизного методу розрахунку міцності полягає в тому, що в напрямку l_1 , оболонка розглядається як вільно оперта балка (рис. 3.1 б) з прольотом l_1 та криволінійного окреслення поперечним перерізом шириною l_2 . Відповідно до таких передумов по середині прольоту однопролітної однохвильової оболонки згинальний момент M_1 визначається за формулою (2.2), тобто так, як і для довгих циліндричних оболонок, а загальна площа

поперечного перерізу поздовжньої розтягнутої арматури в бортових елементах:

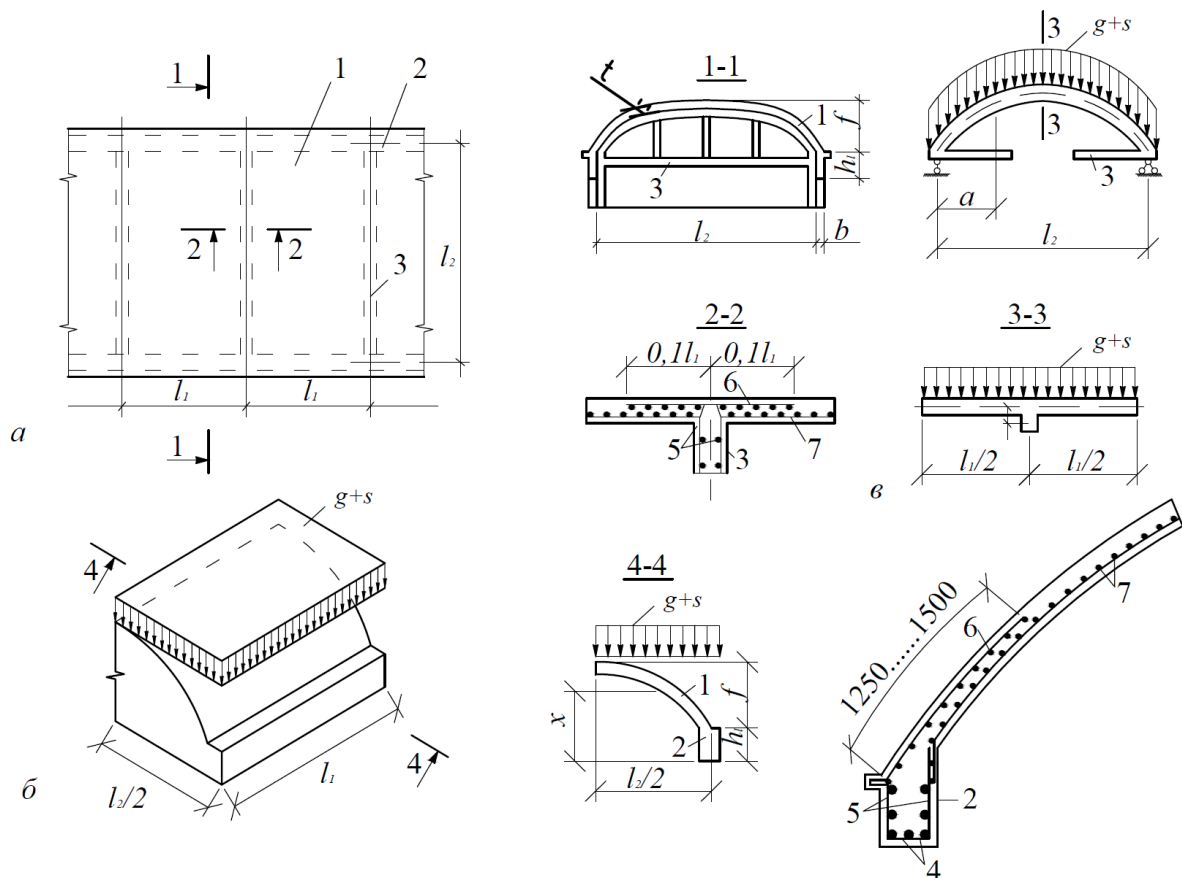


Рис. 3.1 Короткі циліндричні оболонки:

а – план конструктивної системи; б – розрахункова схема бортового елемента; в – розрахункова схема арки – діафрагми;
1 – плита оболонки; 2 – бортовий елемент; 3 – діафрагма; 4 – поздовжня арматура бортового елемента; 5 – зварні каркаси; 6 – додаткова сітка; 7 – основна сітка

$$A_s = M_l / (R_s z) \quad (3.1)$$

де z - плече внутрішньої пари сил, яке на основі експериментальних досліджень приймається рівним $0,55(f + h_1)$; f - стріла підйому оболонки; h_1 - висота бортового елемента (рис. 3.1).

Використовуючи (3.1) та (2.2), можна отримати, що площа поздовжньої розтягнутої арматури в кожному із бортових елементів

У нерозрізних оболонках зусилля в бортових елементах крайніх прольотів зменшують на 30%, у середніх – удвічі.

Розрахунок аркових діафрагм здійснюють як статично невизначених систем методом сил з одним невідомим. Основну систему утворюють розрізуванням затяжки, при цьому невідомим є зусилля в затяжці.

У розрахунках діафрагм ураховують її взаємодію з плитою оболонки: для середніх діафрагм ураховується плита оболонки шириною, що дорівнює крокові діафрагм, а для крайніх діафрагм – шириною $0,5l_1$ (рис. 3.1 в).

3.2 Армування плит коротких циліндричних оболонок

Армування плит гладких оболонок здійснюють конструктивно сіткою із стержнів діаметром 4...6 мм з кроком 100...150 мм в обох напрямках (рис. 3.1, поз.7). Місця прилягання плити до діафрагми та бортових елементів армують додатковими сітками (поз.6). Додаткові сітки в плитах над діафрагмами заводять на довжину $0,1l_1$ в кожну сторону від діафрагми.

Арматуру бортових елементів об'єднують у зварні каркаси (поз.5). Поперечні стержні в них установлюють конструктивно.

Різновидністю коротких циліндричних оболонок є короткі призматичні складки, які включають такі складові елементи: плоскі ребристі плити, бортові елементи та діафрагми (рис. 3.2 а). В окремих випадках роль бортових елементів виконують поздовжні ребра крайніх плит (рис. 3.2).

Для спорудження збірно-монолітних призматичних складок використовують ребристі типові плити розмірами 3 х 6 м або 3х12 м. Бортові елементи мають лоткоподібний переріз. Діафрагмами можуть служити ферми при прольотах 18...24 м або складані сталезалізобетонні ферми при прольотах 30...36 м, котрі монтують із окремих блоків за допомогою переставних помостів. Збірні плити до діафрагм приварюють у всіх чотирьох кутах. Шви між плитами замонолічують.

Сумісність роботи елементів призматичних складок забезпечується: в нерозрізних складках – шпонко-шиповим з'єднанням елементів за рахунок бетонних шипів-шпонок на верхньому поясі діафрагм та пазів під них на зовнішніх поперечних ребрах плит і бортових елементів; пазів на зовнішніх гранях поздовжніх і торцевих ребер плит та бортових елементів, котрі заповнюються шпонками, що утворюються при замонолічуванні швів бетоном; стикуванням випусків арматури сіток із плит; установкою арматурних каркасів у швах замонолічування (рис. 3.2, в);

В розрізних складках – наявністю сталевих упорів, приварених до закладних деталей опорних вузлів діафрагм для сприймання зусиль зсуву; наявністю пазів на зовнішніх гранях плит, котрі заповнюються шпонками після замонолічування бетоном швів, шириною 50 мм у поздовжньому напрямку і 200 мм – у поперечному.

Для збірно-монолітних складок властиві просторова жорсткість, оптимальні умови роботи диска покриття на горизонтальні навантаження, невеликі витрати бетону та арматури. За рахунок нерозрізності та відсутності кручення поздовжніх ребер висота плит може бути зменшеною з 450 мм до 360 мм, а ширина ребер до 85 мм. Крок поперечних ребер складає 1.. 2 м при товщині плити 30 мм. За рахунок замонолічування швів утворюється комплексний переріз верхнього пояса, що спрощує і полегшує конструкцію діафрагми.

Для армування полиць плит використовують зварні сітки з арматурної сталі класу Вр-І. Елементи діафрагм, ребра плит, а також шви замонолічування армують зварними каркасами зі сталі класу А-ІІІ. За напружувану арматуру поздовжніх ребер плит, нижніх поясів діафрагм та бортових елементів застосовують стержні класів А-ІІв, А-ІV, Ат-ІV, Ат-V та арматурні канати класу К-7.

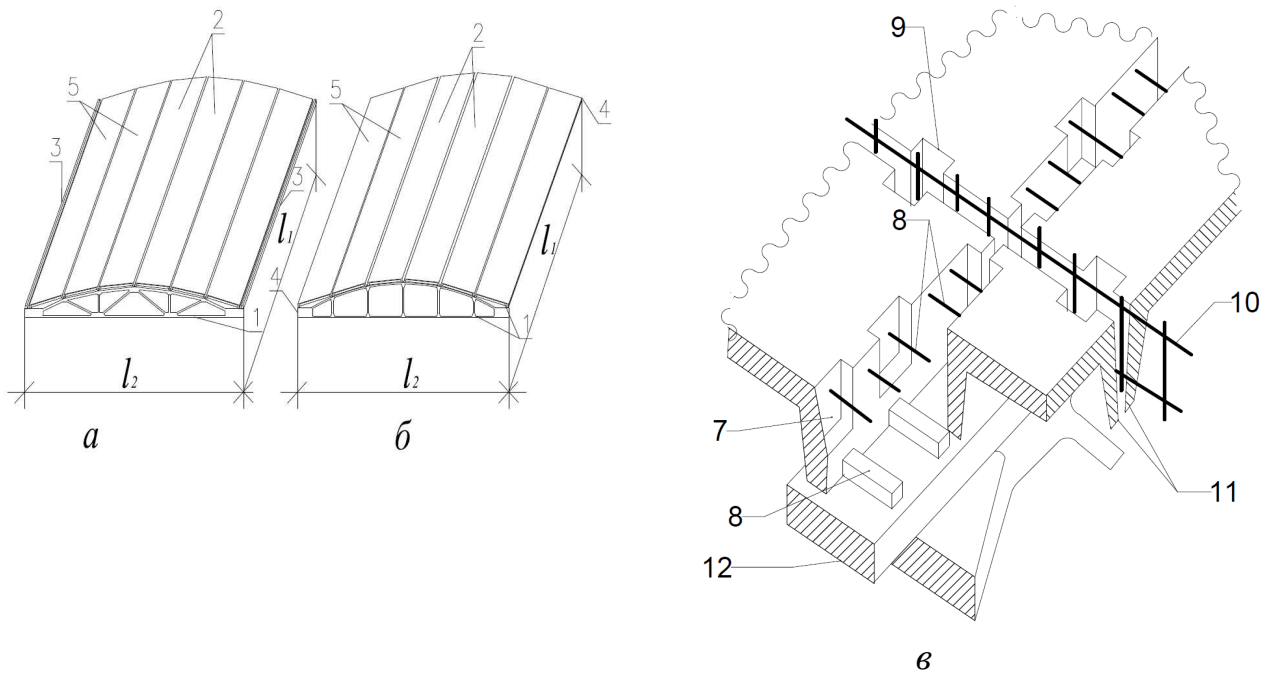


Рис. 3.2 Короткі призматичні складки з бортовими (а) та без бортових (б) елементів:

в – вузол спряження плит із діафрагмою,

1 – діафрагма; 2 – ребриста плита; 3 – бортовий елемент; 4 – поздовжнє ребро плити, яке виконує роль бортового елемента; 5 – крайні грані складки; 6 – бетонні шипи-шпонки на верхньому поясі діафрагми; 7 – пази на торцевих ребрах плит; 8 – випуски арматури із плит; 9 – пази на поздовжніх ребрах плит; 10 – арматурний каркас поздовжнього шва; 11 – поздовжні ребра, плит; 12 – верхній пояс діафрагми

3.3 Розрахунок коротких призматичних складок

Розрахунок коротких призматичних складок виконують для двох етапів, які відповідають роботі конструкції до і після замонолічування швів між збірними елементами покриття. На першому етапі збірні елементи складки розраховують як розрізні конструкції на дію навантажень, що виникають на стадії виготовлення, транспортування й монтажу. Одночасно перевіряють міцність полиць, поперечних та поздовжніх ребер плит на дію крутних моментів до замонолічування швів. На другому етапі (у стадії експлуатації) складку розраховують як монолітну просторову конструкцію на дію постійних і тимчасових навантажень за схемами руйнування згідно з. У ході виконання розрахунків на першому етапі конструюють перерізи збірних елементів: підбирають їх розміри та визначають площу арматури. На другому етапі – здійснюють розрахунок міцності, жорсткості та тріщиностійкості цих елементів. Розрахунок міцності ґрунтується на кінематичному методі, а жорсткість і ширини розкриття тріщин у полицях плити перевіряють відповідно до вимог ДБН.

3.4 Пологі оболонки додатної Гаусової кривизни, прямокутні в плані

Тонкостінні просторові покриття у вигляді пологих оболонок додатної Гаусової кривизни, прямокутні у плані, найбільш поширені в практиці будівництва.

Пояснюється це тим, що даний тип оболонок, з точки зору статичної роботи, найбільш ефективний і може бути застосованим для перекриття як промислових, так і цивільних будівель. Покриття складається з тонкостінної оболонки та контурних елементів - діафрагм. Оболонка може мати окреслення поверхні переносу (еліптичний параболоїд) або обертання (рис. 3.3, а, б, в). Діафрагми виготовляють у вигляді ферм, арок, балок або брусів. Призначення контурних елементів - передача навантажень із покриття на стіни або колони.

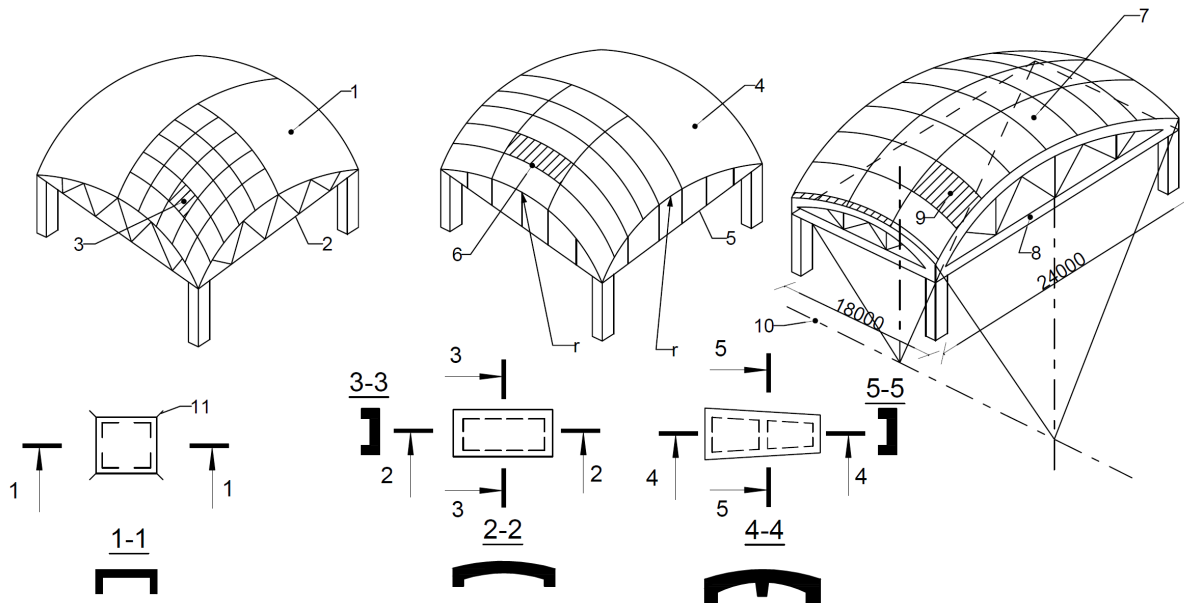


Рис. 3.3 Конструктивні схеми пологих збірних оболонок додатної Гаусової кривизни:

а – оболонки переносу (з плоских елементів 3х3 м); б – сферична оболонка (з циліндричних елементів 3х12 м); в – оболонка обертання (з циліндричних елементів);

1 – поверхня переносу; 2 – контурний елемент - діафрагма; 3 – збірний елемент оболонки переносу; 4 – поверхня у вигляді сфери; 5 – діафрагма-арка; б – збірний елемент сферичної оболонки; 7 – поверхня обертання з горизонтальною віссю обертання; 8 – діафрагма-ферма; 9 – збірний елемент оболонки обертання; 10 – вісь обертання; 11 – випуск арматури для з'єднання збірних елементів

Відстань між колонами, на які спирається діафрагма, може становити 18...36 м в обох напрямках, а перекрита площа досягати розмірів 102 × 102, 103

× 103 м (критий ринок у м. Челябінськ та м. Мінськ). Товщина монолітних оболонок перемінна: від 60 мм у центрі до 120 мм по периметру кола і до 220 мм у кутах. Збірні плити застосовують товщиною полиць 30... 50 мм, а висота їх контурних ребер – 200 мм. Висота діафрагми у центрі складає 1/5 прольоту.

У практиці конструювання переважного застосування набули сферичні оболонки, оскільки саме вони мають постійну кривизну і забезпечують уніфікацію збірних елементів (рис. 3.3, б). Для прямокутних у плані оболонок із збірних елементів рекомендується застосовувати частину тороїдальної поверхні з додатною кривизною, оскільки така поверхня також дає змогу скоротити кількість типорозмірів збірних плит. У розрахунках використовують поверхню еліптичного параболоїда, яка серед пологих оболонок найменше відрізняється від сферичної і дозволяє одержувати більш прості залежності.

Оболонки додатної Гаусової кривизни за витратами матеріалів економічніші, наприклад, від циліндричних оболонок на 25...30%,

Залежно від розмірів будинку у плані оболонки бувають однопрольотні та багатопрольотні, монолітні або збірні (рис. 3.3). Збірні застосовують частіше. Багатохвилясті оболонки можуть бути розрізними та нерозрізними. Збірні багатопрольотні оболонки проектується, як правило, розрізними. Нерозрізні оболонки більш жорсткі, ніж розрізні, але за витратами металу менше економічні, оскільки в таких оболонках на ділянках спільного контуру в перпендикулярному до нього напрямку виникають зусилля розтягу.

Розрахунок міцності. Оболонки додатної Гаусової кривизни працюють в обох напрямках із концентрацією значних зусиль у кутах. Експериментальні та теоретичні дослідження показують, що дія вертикального рівномірно розподіленого навантаження викликає в середній зоні оболонки стиск, і тільки у вузькій приопорній її частині - згин (рис. 3.4). Таким чином, у середній частині оболонки маємо безмоментний стан (рис. 3.4, б), а в приопорній - діють згинальні моменти (рис. 3.4, в).

Ґрунтуючись на цих даних, в інженерній практиці у розрахунках міцності таких оболонок нормальні зусилля та зусилля зсуву визначають за безмоментною теорією, а згинальні приопорні моменти - спеціальними методами. Найпростіше зусилля N_x , N_y , та S визначають із рівнянь системи (3.2) шляхом введення функції напружень $F(x,y)$, для якої:

$$N_x = \frac{\partial^2 F}{\partial y^2}, N_y = \frac{\partial^2 F}{\partial x^2}, S = \frac{\partial^2 F}{\partial x \partial y} \quad (3.2)$$

Підставивши (2.3) в (3.2), з перших двох рівнянь одержують тотожність, а третє набуває такий вигляд:

$$\frac{1}{rx} * \frac{\partial^2 F}{\partial y^2} * \frac{1}{ry} * \frac{\partial^2 F}{\partial x^2} + q = 0 \quad (3.3)$$

Із рівняння (5), яке ще називається рівнянням Пуассона, знаходять функцію $F(x,y)$, а за нею з (4) зусилля N_x , N_y , S .

Із рис. 3.4г бачимо, що майже вся оболонка зазнає стиску в обох напрямках і тільки в кутах виникає стиск в одному напрямку та розтягування в іншому. На даному рисунку зображена також епюра моментів при шарнірному спиранні оболонки. При цьому найбільший згинальний момент

$$M_{max} = 0.093rtq \quad (3.5)$$

діє на відстані $x = 0.597\sqrt{rt}$ від краю оболонки (якщо $r = 40\text{м}$, $t = 70\text{мм}$, то $x = 1,0\text{м}$). Одночасно з розрахунком на міцність оболонка повинна задовольняти умову стійкості:

$$t \geq \sqrt{\frac{20r_x \cdot r_y \cdot q}{E_b}} \quad (3.6)$$

де E_b – початковий модуль пружності бетону.

Крім оболонки, за статичною схемою розраховують діафрагми. Зовнішніми навантаженнями тут виступають власна вага та зусилля зсуву S , які передаються з оболонки (рис. 3.4д). У розрахунках діафрагмферм ці зусилля призводять до вузлових навантажень, прикладених до верхнього пояса ферми з ексцентриситетом. Арочні діафрагми розглядають як двошарнірні. В середній частині верхній пояс арки розраховують на дію дотичних зусиль $S_{\text{на}}$ позацентровий розтяг, а в при опорних ділянках - позацентровий стиск.

У розрахунках контурних брусів ураховують те, що крім розтягувальних зусиль, вони зазнають згину подібно нерозрізним балкам.

Сумісність роботи оболонки з діафрагмами забезпечується шпоночним з'єднанням їх між собою: влаштовують шпонки на поясах, а гнізда під них по краях діафрагми. Армування (рис. 3.5) оболонок додатної Гаусової кривизни виконують на основі розрахунків за формулами (3.2 – 3.4), використовуючи епюри зусиль у перерізах (рис. 3.4г).

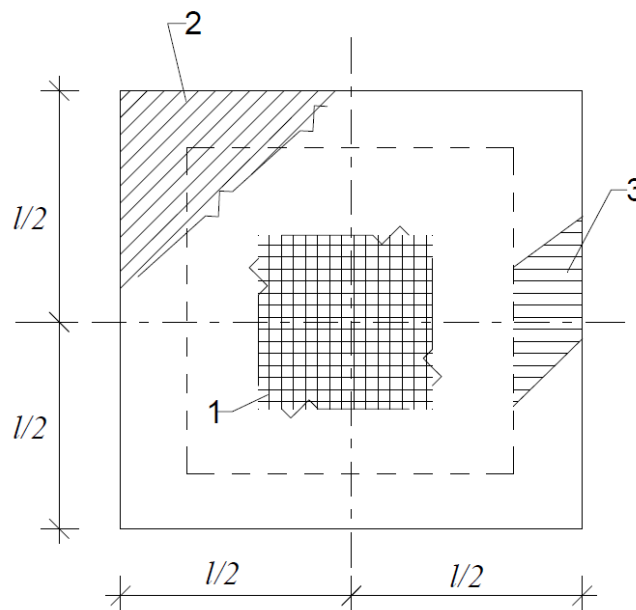


Рис. 3.5 Схема армування оболонки додатної Гаусової кривизни:
1 – конструктивна арматура; 2 – арматура для сприйняття зусиль $N_{\text{мб}}$; 3 – арматура, яка сприймає зусилля M_x

Конструктивно, але на практиці здійснюють конструктивне армування всієї оболонки (рис. 3.5, поз.1). Площу поперечного перерізу конструктивної арматури приймають не менше ніж $0,002A_{bt}$, і укладають її у вигляді зварної сітки з дроту діаметром 3...5 мм класу Вр-I. Крок стержнів у сітці в кожному напрямку становить 200...250 мм (рис. 3.5, поз.1). У плитах товщиною менше ніж 70мм сітки розташовують в один шар, у плитах більшої товщини застосовують двошарове армування сітками. В тих ділянках, де діють зусилля $N_m > R_{bt}$, укладають додаткові стержні (поз. 2), які дозволяють ці зусилля сприймати повністю. Додаткові стержні розташовують у кутах перпендикулярно діагоналям оболонки. Для сприйняття зусиль від дії згинальних моментів M_x також укладають додаткову арматуру (поз.3) в приконтурних зонах по всьому периметру. Стержні, які сприймають зусилля розтягу N_m , можуть бути попередньо напруженими.

Діафрагми оболонок армуються залежно від їх типу. В розтягнутих зонах балок, нижніх поясах ферм, у затяжках арок застосовують попередньо напружену арматуру, а останні елементи (верхній пояс, підкоси) армують зварними каркасами.

Лекція №4: Куполи (Бані)

4.1 Загальні поняття про куполи

Під куполом у будівництві розуміють тонкостінне просторове покриття, що являє собою опертю на розтягнуте опорне кільце оболонку, утворену обертанням плоскої випуклої кривої навколо вертикальної осі (рис. 4.1,б). В окремих випадках, з метою забезпечення верхнього природного освітлення, у вершині купола утворюють центральний отвір, обрамлений верхнім стиснутим кільцем.

Оболонки купола можуть бути сферичні, конічні, еліптичні, багатогранні або утворені хвилястими та складчатими елементами. Конічні куполи поступаються своїми техніко-економічними показниками перед сферичними та еліптичними, але вони простіші при зведенні і застосовуються для перекриттів прольотом до 30 м.

За способом виготовлення й зведення куполи поділяються на монолітні та збірні. Монолітні куполи проектують гладкими, а збірні - з ребристих циліндричних або плоских панелей. Оскільки зведення монолітних куполів потребує значних витрат на виготовлення складної опалубки, то застосовують у будівництві переважно збірні куполи (рис. 4.2).

Куполи використовують для перекриття будівель, круглих і багатограних у плані. Прольоти, які вони перекривають, можуть досягати. $D=200$ м при стрілі підйому в межах $(1/6...1/10)D$. Товщина оболонки складає $(1/800...1/600)r$, але не менше ніж 50 мм для монолітної і 30...40 мм - для збірної.

4.2 Розрахунок міцності

Купола часто виконують за безмоментною теорією. Для визначення зусиль, які діють у куполі, розглядається його елемент, обмежений двома меридіональними та кільцевими перерізами (рис. 4.1 а,б). Згідно з безмоментною теорією, на виділений елемент діють меридіональне N_1 , кільцеве N_2 та зсувне S зусилля, а також зовнішнє навантаження q . Статична визначеність купола забезпечується шарнірно-рухомим опиранням у напрямку, що співпадає із дотичною до оболонки купола.

Також повинна бути забезпечена плавна зміна товщини стінок купола, навантаження та радіус кривизни меридіана.

При дії на купол вісесиметричного навантаження q зусилля $S = 0$, а зусилля N_1 та N_2 визначаються із умов рівноваги статки, записаних для сегмента, відокремленого від купола горизонтальним перерізом (рис. 4.1, б). Позначивши рівнодійну зовнішнього навантаження на сегмент через F та спроектувавши всі сили на вісь Z , одержимо:

$$F = N_1 \cdot \sin \varphi \cdot 2\pi \cdot a \quad (4.1)$$

де $a = r_2 \cdot \sin \varphi$, r_2 – радіус кривизни в площині, яка перпендикулярна до меридіональної, r_1 – радіус кривизни в меридіональній площині, φ – див. рис. 4.1, б. Звідки меридіональне зусилля

$$N_1 = \frac{F}{2\pi a \cdot \sin \varphi} \quad (4.2)$$

Горизонтальна проекція H меридіонального зусилля N_1 котра являє собою розпір (рис. 4.1 б), визначиться так:

$$H = N_1 \cos \varphi = \frac{F \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{2\pi a} \quad (4.3)$$

Використовуючи (4.2), знайдемо, що розтягувальне зусилля в опорному кільці

$$N_{op} = H \cdot a = \frac{F \cdot \operatorname{ctg} \varphi}{2\pi} \quad (4.4)$$

Кільцеве зусилля можна одержати, використавши рівняння системи (4.3):

$$\frac{N_1}{r_1} + \frac{N_2}{r_1} q_\varphi \quad (4.5)$$

де q_φ – нормальна до поверхні купола в даному перерізі складова зовнішнього навантаження на одиницю площини (рис. 4.1, в).

Для прикладу визначимо зусилля N_1 та N_2 , які виникають у перерізах сферичного купола від дії власної ваги. Для такого купола $r = r_2 = r$, а тому будемо мати (рис. 4.1, б):

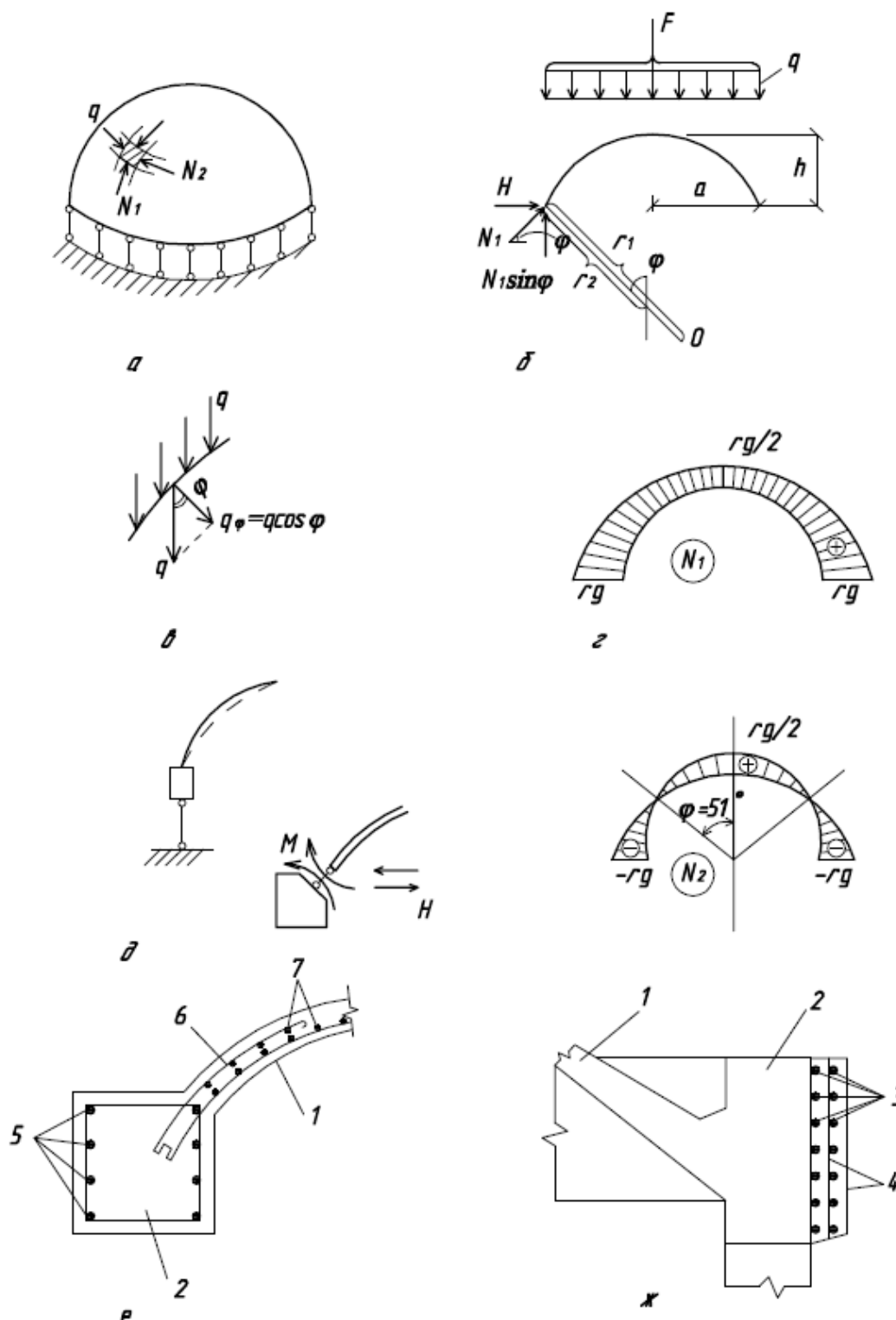


Рис. 4.1 Розрахункові схеми купола та його армування:

а – розрахункова схема купола з шарнірно-рухливими опорами; *б*, *в* – схеми зусиль, які діють у куполі; *г* – епюри кільцевих і меридіональних зусиль; *д* – розрахункова схема вузла з'єднання оболонки з опорним кільцем; *е* – схема армування оболонки і кільця звичайною арматурою; *ж* – армування кільця попередньо-напруженою арматурою;

1 – оболонка купола; *2* – опорне кільце; *3* – напружувана арматура; *4* – торкрет-бетон; *5* – робоча арматура опорного кільця; *6* – додаткова арматура для сприйняття зусиль від дії моменту; *7* – кільцева арматура

$$F = gA_{\varphi}, \quad g_{\varphi} = g \cdot \cos \varphi \quad (4.6)$$

де g – вага купола на одиницю поверхні, A_{φ} – площа поверхні сферичного купола, $A_{\varphi} = 2\pi r h$, $h = r(1 - \cos \varphi)$, $a = r \cdot \sin \varphi$

З урахуванням формул (4.2) та (4.3) одержимо:

$$N_1 = 2\pi r^2 (1 - \cos \varphi) g / (2\pi r \sin^2 \varphi) = rg / (1 + \cos \varphi) \quad (4.7)$$

$$N_2 = q_{\varphi} r - N_1 = gr \cos \varphi - rg / (1 + \cos \varphi) \quad (4.8)$$

Формули (4.7) та (4.8) дозволяють побудувати епюри зусиль N_2 і N_1 , які діють у куполі (рис. 4.1, з). Зокрема, з цих формул можна одержати: при $\varphi = 0^\circ$ $N_1 = rg / 2$, $N_2 = rg / 2$, при $\varphi = 90^\circ$ $N_1 = rg$, $N_2 = -rg$.

Як свідчить рис. 4.1, з, зусилля N_2 змінює знак. При цьому в нижній частині купола в кільцевому напрямку виникають розтягувальні зусилля. А коли кут $\varphi = 51^\circ 49'$, зусилля $N_2 = 0$.

Розпір сферичного купола, із (4.4):

$$H_{\varphi} = \frac{r \cdot g \cdot \cos \varphi}{1 + \cos \varphi} \quad (4.9)$$

а розтягувальні зусилля в опорному кільці:

$$u = H_{\varphi} \cdot a = \frac{r^2 \cdot g \cdot \sin 2\varphi}{2(1 + \cos \varphi)} \quad (4.10)$$

Із (4.10) випливає, що при $\varphi = 90^\circ$ $u = 0$. Ураховуючи це, на практиці, з метою зменшення зусиль в опорному кільці, в приопорній зоні оболонки виконують перехідну криву (рис. 4.1, д), змінюючи окреслення купола.

Конструктивно оболонка купола з'єднана з опорним кільцем пружно. А це порушує її безмоментний стан у цій зоні і тут як наслідок виникають згинальні моменти M та горизонтальний розпір H (рис. 4.1д). Їх обчислюють, використовуючи методи будівельної механіки для визначення зусиль у статично невизначених системах. Базуючись на цьому, для основної

системи, зображеної на рис. 4.1д, можна записати систему рівнянь, яка виражає умову, що взаємний кут повороту та взаємне зміщення перерізів у місці спряження оболонки з кільцем від сумарної дії всіх сил дорівнює нулю:

$$a_{11}M + a_{12}H + a_{10} = 0$$

$$a_{21}M + a_{22}H + a_{20} = 0$$

де a_{11} , a_{12} , a_{10} – взаємні кути повороту в даному перерізі від дії одиничних зусиль M , H та зовнішнього навантаження g ; a_{21} , a_{22} , a_{20} – взаємне горизонтальне зміщення перерізів від тих же зусиль. Значення цих параметрів підраховують за формулами.

За підрахованими зусиллями виконують розрахунок міцності тріщиностійкості перерізів купола. Розрахунок несучої здатності сферичних

куполів, завантажених віссесиметрично, виконують згідно з за методом граничної рівноваги.

4.3 Армування куполів

Купола виконують відповідно до результатів розрахункової міцності. Ті перерізи, в яких діють зусилля стиску, армують конструктивно. В розтягнутих зонах купола, а також в кільці установлюють арматуру, визначену розрахунком на зусилля розтягу.

Армування оболонки здійснюють сіткою з дроту діаметром 4...6 мм з кроком 150...250 мм. Сітки укладають так, щоб дріт мав напрямок дії кільцевих та меридіональних зусиль. В оболонці товщиною до 70 мм сітки розташовують посередині її перерізу, в оболонках більшої товщини укладають по дві сітки. Дві сітки також установлюють в місцях, де купол примикає до кільця (рис. 4.1e) Дріт цих сіток повинен сприймати зусилля від дії опорного моменту M та кільцеве зусилля N_2 . Сітки, якими армують ділянки примикання оболонки до кільця, виготовляють з дроту діаметром 6... 10 мм з кроком не більше ніж 200 мм.

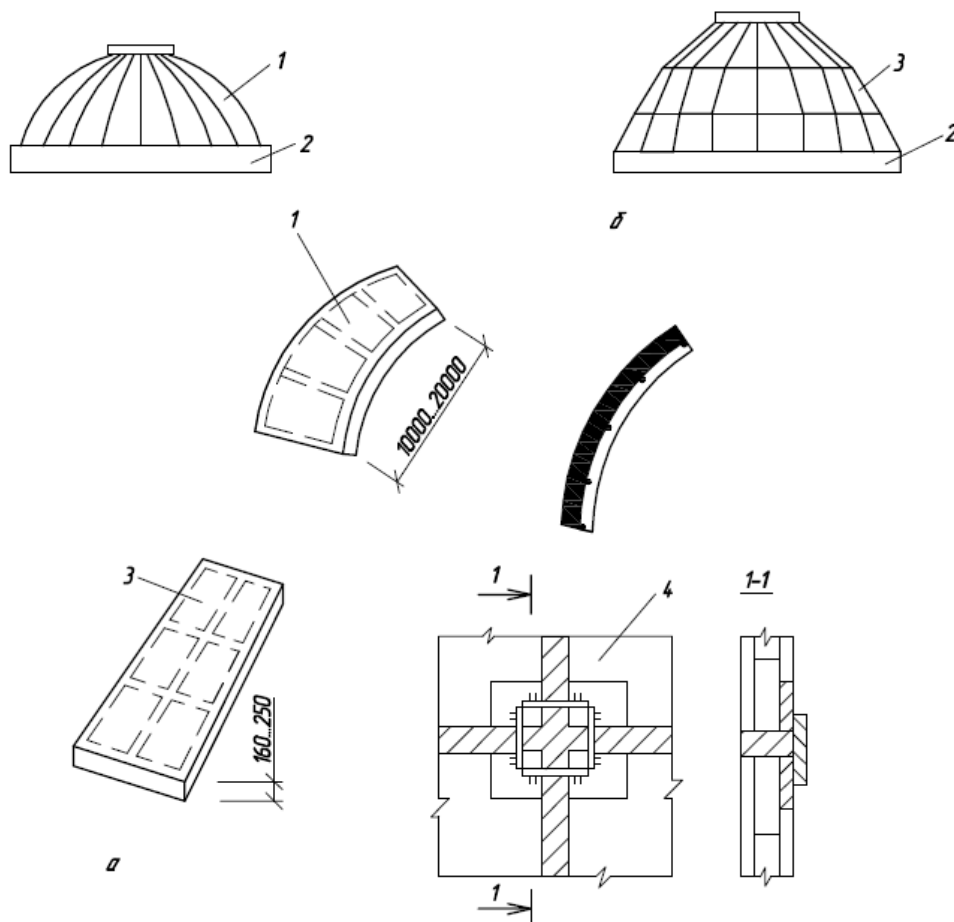


Рис. 4.2 Конструкції збірних куполів:

а – з меридіональною розрізкою; *б* – з меридіонально-кільцевою розрізкою; 1 – збірний елемент оболонки з меридіональною розрізкою; 2 – опорне кільце; 3 – збірний елемент оболонки з меридіонально-кільцевою розрізкою; 4 – схема з'єднання збірних елементів

Арматура в перерізі опорного кільця розташовується симетрично. Звичайно це стержні діаметром 20...30 мм, які стикують зварюванням.

З метою збільшення тріщиностійкості кільцеву арматуру доцільно попередньо напружувати, намотуючи її на кільце (рис. 4.1ж).

В даний час найбільшого розповсюдження набули збірні куполи. Куполи діаметром до 40 м розчленовують уздовж меридіана на збірні клиновидні елементи довжиною 18...20 м (рис. 4.2а). Їх ширина до 3,7 м. При діаметрі купола більше ніж 40 м їх розчленовують, окрім меридіальних, ще й кільцевими перерізами (рис. 4.2б). У випадку меридіальної розрізки збірні елементи виконують з кривизною тільки по меридіану (рис. 4.2, поз. 1), при меридіально-кільцевій розрізці - у вигляді плоских плит (рис. 4.2, поз. 3). По периметру збірні елементи мають ребра, в яких розташовуються зварні каркаси. Площу арматури цих каркасів розраховують на монтажні зусилля в стадії зведення, експлуатації, виготовлення і транспортування.

Лекція №5: Хвилясті склепіння. Висячі покриття

5.1 Конструктивні рішення склепінь

Склепіння – це просторові тонкостінні покриття у вигляді криволінійної плити, яка має розпір і працює на стиск (рис. 5.1). Оболонка покриття може мати окреслення нульової, додатної або від'ємної Гаусової кривизни. В поздовжньому напрямку такі покриття мають хвилі із перерізом у вигляді трикутника, трапеції, циліндра довжиною 2...3 м. Склепіння перекривають прольоти до 100 м і застосовуються для влаштування покритим цивільних та промислових будівель. Це зумовлено тим, що хвилеподібна форма поперечного перерізу значно збільшує несучу здатність та жорсткість склепінчастого покриття.

Склепіння зводять пологими ($f = \frac{1}{10}l$) та високими ($f = \frac{1}{2}l$) – (рис. 5.1), одно- та багатопрольотними. Опорами пологих склепінь служать стіни або колони (рис. 5.1 а,б), а високих – безпосередньо фундаменти (рис. 5.1, в). Висоту хвилі приймають $l / 60 \dots l / 30$.

Окреслення склепінь приймають у вигляді кривих ліній, які наближаються до кривої тиску від постійного навантаження: дуга кола, парабола, гіпербола тощо. Призматичні склепіння утворюють уписуванням ламаної лінії за таким же принципом у відповідні криві (рис. 5.1 а). Якщо в поздовжньому та поперечному напрямках окреслення склепінь - дуга колаоднозначної кривизни, то такі оболонки називають бочарними склепіннями.

За способом виготовлення склепіння бувають збірні та монолітні.

Монолітні склепіння прольотами до 12 м проектують циліндричними гладкими, при більших прольотах - передбачають ребра для підсилення оболонки в напрямку прольоту l .

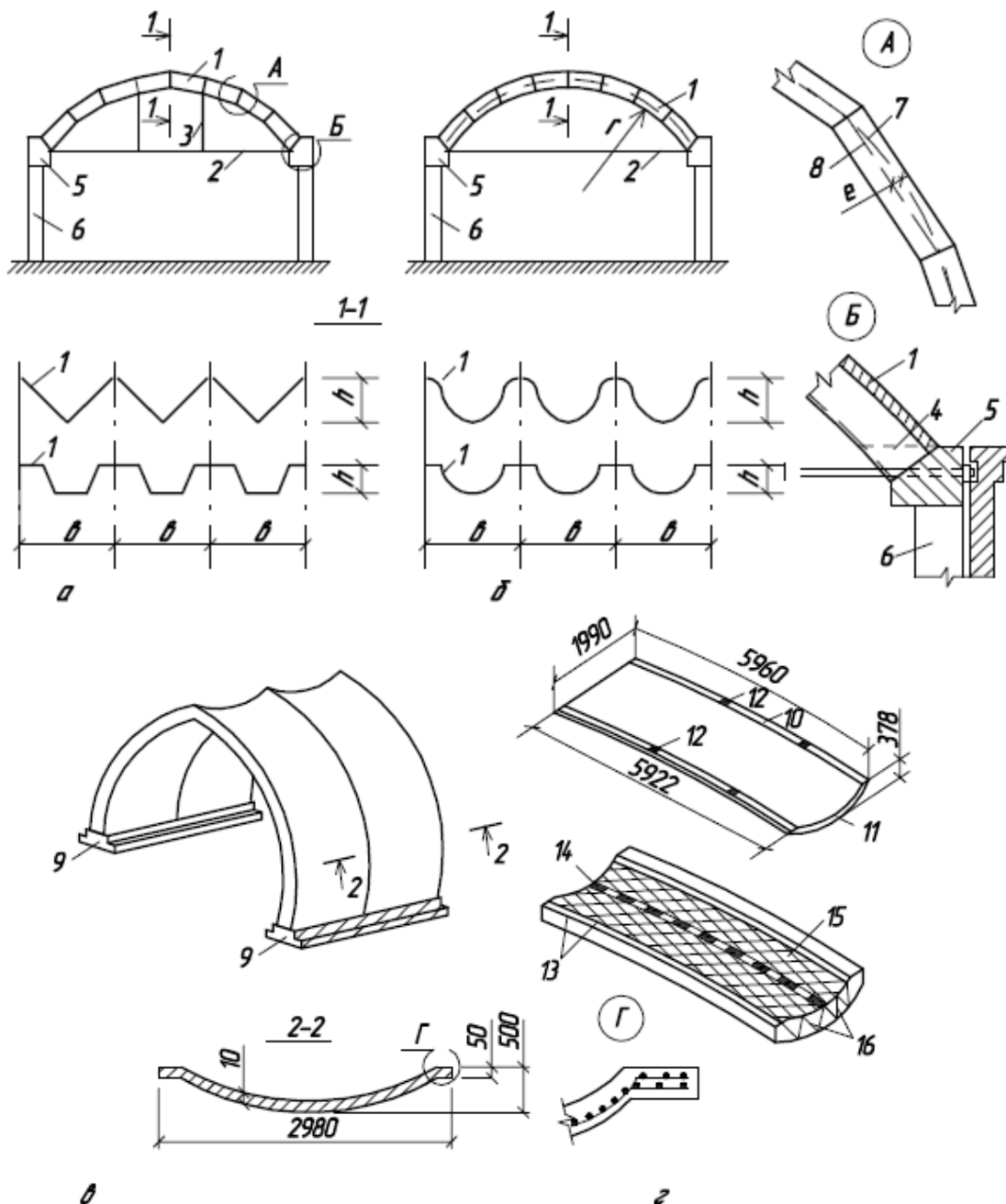


Рис. 5.1 Конструкції скупінь:

а – із збірних прямолінійних елементів; б – із збірних криволінійних елементів; в – із збірних панелей-оболонок; г – збірна панель-оболонка та її армування; 1 – збірний елемент; 2 – затяжка; 3 – почіпка (підвіска); 4 – забетонка пазух; 5 – опорна балка; 6 – колона; 7 – вісь скупіння; 8 – вісь елемента; 9 – фундамент; 10 – поздовжнє ребро; 11 – поперечне ребро; 12 – закладні металеві деталі; 13 – стержні поздовжніх ребер; 14 – стержні вздовж гребеня хвилі; 15 – ромбовидна сітка; 16 – арматура поперечного ребра

У промисловому та сільськогосподарському будівництві широкого застосування набули скупіння прольотами 18, 21 та 24 м висотою відповідно 9, 7,2 та 6 м. Такі скупіння-будівлі звичайно зводять із двох уніфікованих збірних залізобетонних або армоцементних плит-оболонок (піварок),

виготовлених на заводах (рис. 5.1 в). Залізобетонні плити-оболонки виготовляють від'ємної Гаусової кривизни (гіперболічно-параболічної форми) товщиною до 40 мм з поздовжніми та торцевими ребрами товщиною до 50 мм.

Також застосовують залізобетонні плити-оболонки нульової Гаусової кривизни (циліндричної форми), які виготовляють ребристими з тавровим поперечним перерізом. Товщина такої оболонки із залізобетону - 30 мм, із армоцементу - 15-20 мм. Уздовж оболонки є ребра висотою 250...390 мм, при необхідності для забезпечення стійкості полиць плити влаштовують проміжні ребра, висотою 150...250 мм. У склепіннях із збірних елементів-піварок плити-оболонки з'єднуються зверху в замку, опираються на фундаменти шарнірно, а між собою з'єднують зварюванням випусків арматурних стержнів із наступним замонолічуванням стиків бетоном.

Призматичні склепіння складчатого профілю (рис. 5.1, а) споруджують прольотами 12...24 м шириною складки до 12 м із збірних панелей із плоскою полицею. Рядові панелі застосовують із номінальними розмірами 3х6 або 3х12 м, а опорні панелі виготовлені трапецієподібними. Ці склепіння опираються на стіни або колони через бортові елементи у вигляді трикутних ферм Розпір кожної складки сприймається чотирма затяжками із арматурних стержнів класу А 400С, А 500С, які розташовані між опорними вузлами ферм та в гребені оболонки. Затяжки підтримуються почіпками, якщо проліт перевищує 24 м.

5.2 Розрахунок міцності склепінь

Розрахунок міцності склепінь здійснюють залежно від їх конструкції. Монолітні склепіння звичайно розраховують як однохвильові двошарнірні арки з відповідним профілем поперечного перерізу (криволінійного, складчатого). Хвилясті склепіння, які складаються з двох елементів-піварок, розраховують як тришарнірні арки (рис. 5.2). В розрахунках постійне навантаження g від ваги піварок ураховується збільшенням на величину g_1 за рахунок нерівномірного розподілення його по горизонтальній проекції покриття через наявність схилу. В склепіннях $a \geq 1/8$ у вигляді дуги кола в напрямку від гребеня до п'яти $g_1 = g(1/\cos \varphi - 1)$, де φ - кут між горизонталлю та дотичною до осі склепіння в даному перерізі. Снігове навантаження s_v однопрольотних склепіннях розглядається прикладеним на половині прольоту з однієї сторони від замка, а в багатопролітних – з урахуванням снігових мішків згідно з.

Згинальні моменти, нормальні й поперечні сили, які діють у перерізах елементів склепіння (рис. 5.2), визначають як для арок за формулами:

$$\left. \begin{aligned} M &= M_0 - H \cdot y, \\ N &= Q_0 \sin \varphi + H \cdot \cos \varphi, \\ Q &= Q_0 \cos \varphi - H \sin \varphi, \end{aligned} \right\} \quad (5.1)$$

в яких M_0 , Q_0 – зусилля в даному перерізі для однопролітної шарнірно опертої балки прольотом l , y – ордината осі склепіння в перерізі, для якого визначаються зусилля; $H = M_0 k / f$ – розпір хвилі склепіння; f - стріла підйому

склепіння, k - коефіцієнт, який враховує вплив поздовжніх деформацій внаслідок пружного видовження затяжок та обтиснення склепіння.

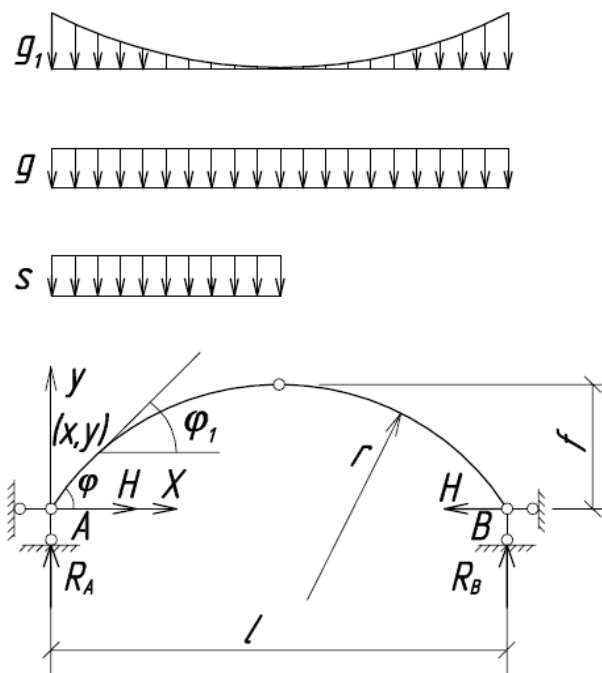


Рис. 5.2 До розрахунку склепінь

Для тонкостінних склепінь виконують перевірку їх стійкості. Також перевіряють міцність перерізів у чвертях прольоту, коли при односторонніх снігових навантаженнях виникають максимальні знакоперемінні згинальні моменти. Перерізи склепіння розраховують як позацентровано стиснуті елементи. Балки, на які спирається склепіння, розраховують на дію косоного згину та крутіння.

Армування плити оболонки гіперболічно-параболічної форми здійснюють арматурними зварними сітками (рис. 5.1, поз. 15) із ромбовидними вічками із дроту класу Вр-I діаметром 3...5 мм (рис. 5.1 з). Сітку розташовують у серединній поверхні. Вздовж гребеня хвилі розміщують окремі стержні (поз. 14) із арматури класу А 400С. В поперечних та поздовжніх ребрах укладають зварні каркаси (поз. 16).

Плити ребристих із важкого бетону плит-оболонок циліндричної форми армують зварними сітками із дроту класу Вр-I діаметром 3...5 мм, а армоцементні панелі армують тканими сітками. Ребра оболонок армують зварними каркасами зі сталі класу А 400С з поздовжніми стержнями діаметром 8...12 мм та поперечними 3...5 мм. Стикують панелі-оболонки зваркою закладних металевих деталей, розташованих у поздовжніх ребрах.

Хвилеподібні та складчаті склепіння являють собою ефективні тонкостінні просторові покриття, оскільки навіть значні збільшення прольотів незначно впливають на збільшення витрат матеріалів. Наприклад, склепи прольотами 30...48 м потребують витрат матеріалів $0,07 \text{ м}^3/\text{м}^2$, а прольотами 75 м – $0,08 \text{ м}^3/\text{м}^2$; 96м – $0,1...0,12 \text{ м}^3/\text{м}^2$.

5.3 Конструктивні рішення вантових покриттів

Висячі залізобетонні покриття (вантові покриття, висячі оболонки) – це такі тонкостінні просторові покриття, в яких висячі елементи (ванти) перекривають весь проліт, безпосередньо сприймають навантаження з покриття (оболонки) та передають його на опорну конструкцію (рис. 5.3).

Основний елемент висячих покриттів - ванти, які працюють тільки на розтяг. Це дозволяє ефективно використовувати високоміцну сталь. На відміну від інших, покриттям цього типу властиві такі переваги: висока несуча здатність, простота конструкції, незалежність розмірів плит покриття від прольоту, можливість спорудження у стислі терміни. Ці покриття економічніші від усіх інших при перекриванні значних прольотів. Наприклад, при прольотах 90 м витрати сталі складають 45 кг/м, а бетону – 7 см приведеної товщини.

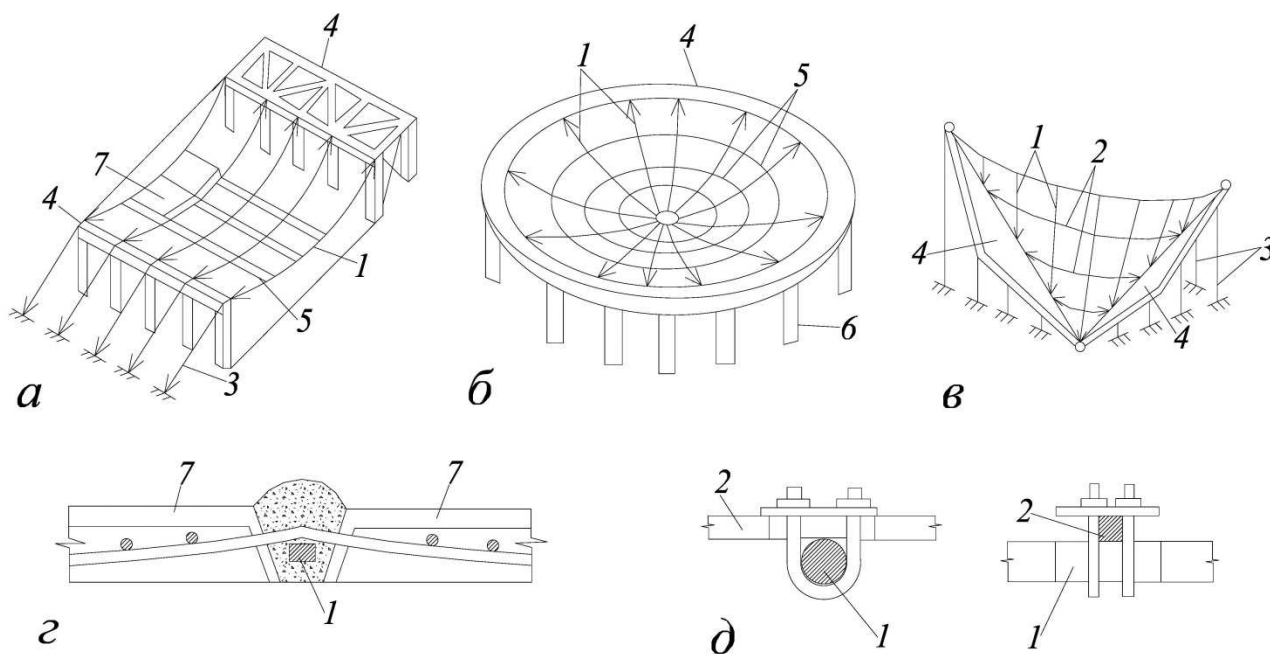


Рис. 5.3 Висячі покриття з паралельною (а), радіальною (б) та перехресною (в) схемами розташування вантів, деталь закріплення плит до вантів (г), спряження вантів (д):
1 – провисаючий вант; 2 – стабілізуючий вант; 3 – відтяжка; 4 – опорний контур; 5 – балка; 6 – колона; 7 – плита

Основний недолік цих покриттів - висока деформативність і обмеженість форм у плані при оптимізації проектування.

З метою забезпечення стабільності форми оболонки, підвищення її жорсткості та тріщиностійкості ванти попередньо напружуються. Це здійснюють одним із трьох способів. За першим способом змонтоване покриття до початку замонолічування швів між плитами тимчасово штучно завантажують. Після замонолічування швів і витримки бетону до необхідної міцності завантаження

знімають. Це приводить до того, що за рахунок скорочення вантів увігнута оболонка обтискується знизу і починає втискуватися в опорний контур, викликаючи в ньому на цій стадії зусилля розтягу. Після завантаження покриття постійним і тимчасовим навантаженням опорний контур зазнає стиску. Другий спосіб полягає в тому, що шви між змонтованими по вантах плитами замоноличують так, щоб забезпечити розташування вант у каналах. Після цього ванти натягують домкратами, а канали заповнюють цементним розчином, забезпечуючи таким чином створення попереднього напруження у висячій оболонці. Третій спосіб ґрунтується на застосуванні розчинів із напружувальними цементами. При цьому ширина швів встановлюється значенням розрахункового напруження у вантах.

У випадках зведення висячих оболонок з невеликими прольотами для підвищення незмінності їх форми й зниження місцевих деформацій застосовують жорсткі ванти, які складаються із прокатних та зварних балок.

Висячі оболонки проектують із паралельною (рис. 5.3 а), радіальною (рис. 17 б) та перехресною схемами розташування (рис. 5.3 б) вант. Вибір тієї чи іншої схеми розташування вант залежить від форми будівлі у плані.

Висячі оболонки з паралельними вантами застосовують для перекриття будівель, прямокутних у плані. В перекриттях за такою системою розпір, величина якого досить значна, сприймається анкерними фундаментами, жорсткими рамами або масивними контурними балками, що призводить до зниження техніко-економічних показників.

Висячі оболонки з радіальним розташуванням вант застосовують для перекриття будівель, круглих та овальних у плані. Такі оболонки зводять увігнутими або випуклими. Завдяки самоврівноважуванню в них зовнішнього опорного кільця, на опори передаються тільки вертикальні навантаження. Покриття з цією системою вант найбільш економічні.

Систему з перехресним розташуванням вант використовують у перекриттях будівель з овальною, еліптичною, а також прямокутною формою у плані. В цій системі стержні звичайно розташовують ортогонально. Сама оболонка зводиться пологою і може мати як позитивну, так і негативну Гаусову кривизну.

Висячі залізобетонні покриття зводять пологими. Стріла їх провисання знаходиться в межах $(1/10 \dots 1/25)$ основного прольоту.

Для зведення висячих залізобетонних покриттів застосовують збірні залізобетонні плити (найчастіше з легких бетонів). Закріплення їх до вант здійснюється за допомогою випусків робочої арматури, спеціальних кріюків або інших пристроїв (рис. 5.3, г). Плити мають товщину 25...30мм з контурними ребрами висотою 80... 120мм і шириною 40..60 мм. Полиці плит армують зварною сіткою з дроту діаметром 3...5 мм. У ребрах розташовують зварні каркаси зі стержнів класу А 400С і А 500С. Ванти виготовляють із стержнкової арматури класів А-III, А-IV, А-V, сталевих спіральних канатів типу ТК, пучків із високоміцного дроту. Фіксація взаємного розташування вант забезпечується спеціальними з'єднувальними муфтами.

Опорний контур виконують із збірних елементів або монолітним із

бетонів класів В12,5...В30. Плити із бетону класу не нижче В20. Закріплення вант до опорного контуру забезпечують спеціальними анкерними пристроями, які дозволяють регулювати довжину вант як у період їх монтажу, так і попереднього напруження.

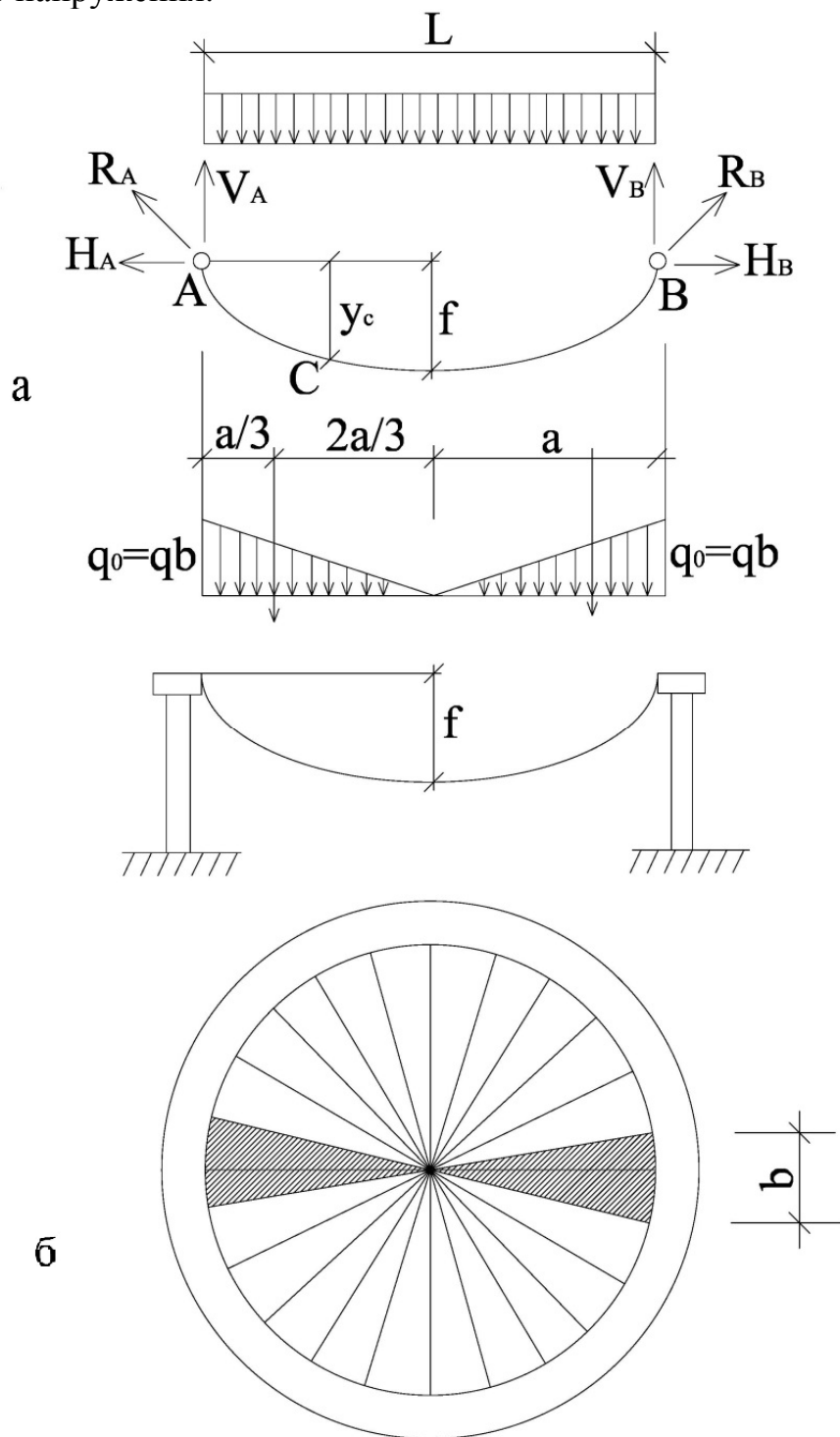


Рис. 5.4 розрахункова схема висячих покриттів

5.4 Розрахунок залізобетонних висячих покриттів

Розрахунок залізобетонних висячих покриттів виконують за граничними станами першої та другої групи для стадій виготовлення, монтажу та експлуатації. В статичних розрахунках приймається, що вертикальні

навантаження сприймаються тільки вантами, які працюють на розтяг. Опорне кільце розраховують на зсув і висмикування з нього вантами анкерних пристроїв. Збірні залізобетонні плити оболонки розраховують як окремі елементи на зусилля, які діють на них у процесі виготовлення, монтажу, натягування вант, експлуатації. В оболонках з $f > 1$ 20 ванти приймають як абсолютно гнучкі і такі, що не розтягуються. В більш пологих оболонках ураховують додаткове провисання вантів унаслідок їх розтягування.

Розрахунок вантових конструкцій значно спрощується, якщо вони симетричні у плані та завантажені рівномірно розподіленим навантаженням. Наприклад, у вільно підвішеному ванті, який не розтягується і закріплений на опорах в одному рівні, від дії вертикального рівномірно розподіленого навантаження виникнуть зусилля, які можна визначити із умов (рис. 5.4 а):

$$\begin{aligned} \sum X &= 0, H_A = H_B = H; \\ \sum M_A &= 0, V_B l = ql * \frac{l}{2}, V_B = \frac{ql}{2}; \\ \sum M_B &= 0, V_A l = ql * \frac{l}{2}, V_A = \frac{ql}{2} = V_B = V. \end{aligned} \quad (5.2)$$

Для будь-якої точки C ванта справедлива умова

$$M_c = Hy_c, \quad (5.3)$$

звідки розпір

$$H = \frac{M_c}{y_c} \quad (5.4)$$

де M_c – момент у даному перерізі шарнірно опертої балки прольотом l , y_c – стріла провисання ванта в точці C .

Для точки, на відстані $x = l/2$,

$$H = \frac{ql^2}{8f} \quad (5.5)$$

Поздовжнє розрахункове зусилля в гнучкому ванті

$$N = \sqrt{H^2 + V^2} \quad (5.6)$$

Для схеми з радіальним розміщенням вантів, в оболонках круглих у плані, аналогічно можна отримати (рис. 5.4, б):

$$V_A = V_B = \frac{qba}{2} \quad (5.7)$$

$$H = \frac{M_c}{f} = \frac{qba^2}{6f} \quad (5.8)$$

$$N = \sqrt{H^2 + V_A^2} \quad (5.9)$$

Ванти передають на опорне кільце радіальні зусилля інтенсивністю $H_1 = H/b$, які направлені в центр кола. Зусилля стиску в контурному кільці

$$u = H_1 \cdot a = \frac{q \cdot a^3}{6 \cdot f} \quad (5.10)$$

РОЗДІЛ 2: ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ІНЖЕНЕРНИХ СПОРУД

Лекція №6: Розрахунок та конструювання залізобетонних конструкцій резервуарів

У промисловому, цивільному та сільськогосподарському будівництві, крім будівель, широкого застосування набули залізобетонні *інженерні споруди*. Серед всієї різноманітності інженерних споруд найбільш розповсюджені такі споруди, як: *резервуари, водонапірні башти, бункери, силоси, елеватори, підпірні стіни, підземні переходи, мости, шляхопроводи, відстійники, аеротенки тощо*. Призначення інженерних споруд полягає у забезпеченні виробничих потреб водою, електроенергією, газом, теплом; організації руху потоків транспорту та людей; зберіганні матеріалів; зборі і очистці побутових, промислових та стічних вод тощо.

6.1 Класифікація та область застосування залізобетонних резервуарів

Під резервуарами в будівництві розуміють інженерні споруди, призначені для зберігання різного типу рідин: води, нафти, рідких нафтопродуктів, технологічних розчинів і т.п.

За формою в плані резервуари, як правило, споруджують *циліндричними й прямокутними* (рис. 6.1). Резервуари більш складної форми в плані широкого розповсюдження не набули.

Дослідженнями встановлено, що ефективність різних за формою резервуарів з однаковою висотою залежить від їх місткості. Наприклад, місткістю до 2...3 тис.м³ економічніші циліндричні резервуари, а місткістю більше 5...6 тис.м³ - прямокутні. Згідно з цими даними в типовому проектуванні для зберігання води розроблені конструкції циліндричних резервуарів місткістю до 6 тис.м³ (нафти - до 10 тис.м³), а прямокутних - від 6 до 40 тис.м³.

За способом спорудження залізобетонні резервуари бувають *збірні* (рис. 6.1, б), *монолітні* (рис. 6.1, а) та *збірно-монолітні*.

Залежно від розташування та конструкції резервуари зводять *заглибленими і наземними, з покриттям та без покриттів* (існують також *надземні резервуари*, які входять до складу водонапірних башт, див. п. 2,2). Заглиблювати резервуари нижче рівня ґрунтових вод не рекомендується, оскільки ускладнюється конструкції днища й стінок (із-за гідростатичного тиску води знизу), а також виникає необхідність збільшення витрат на гідроізоляцію.

Покриття резервуарів виконують у вигляді плоских оболонок, днища роблять також плоскими або конічними. З метою підвищення водонепроникності резервуарів їх стінки зсередини покривають цементною штукатуркою, рідким склом чи іншими спеціальними розчинами.

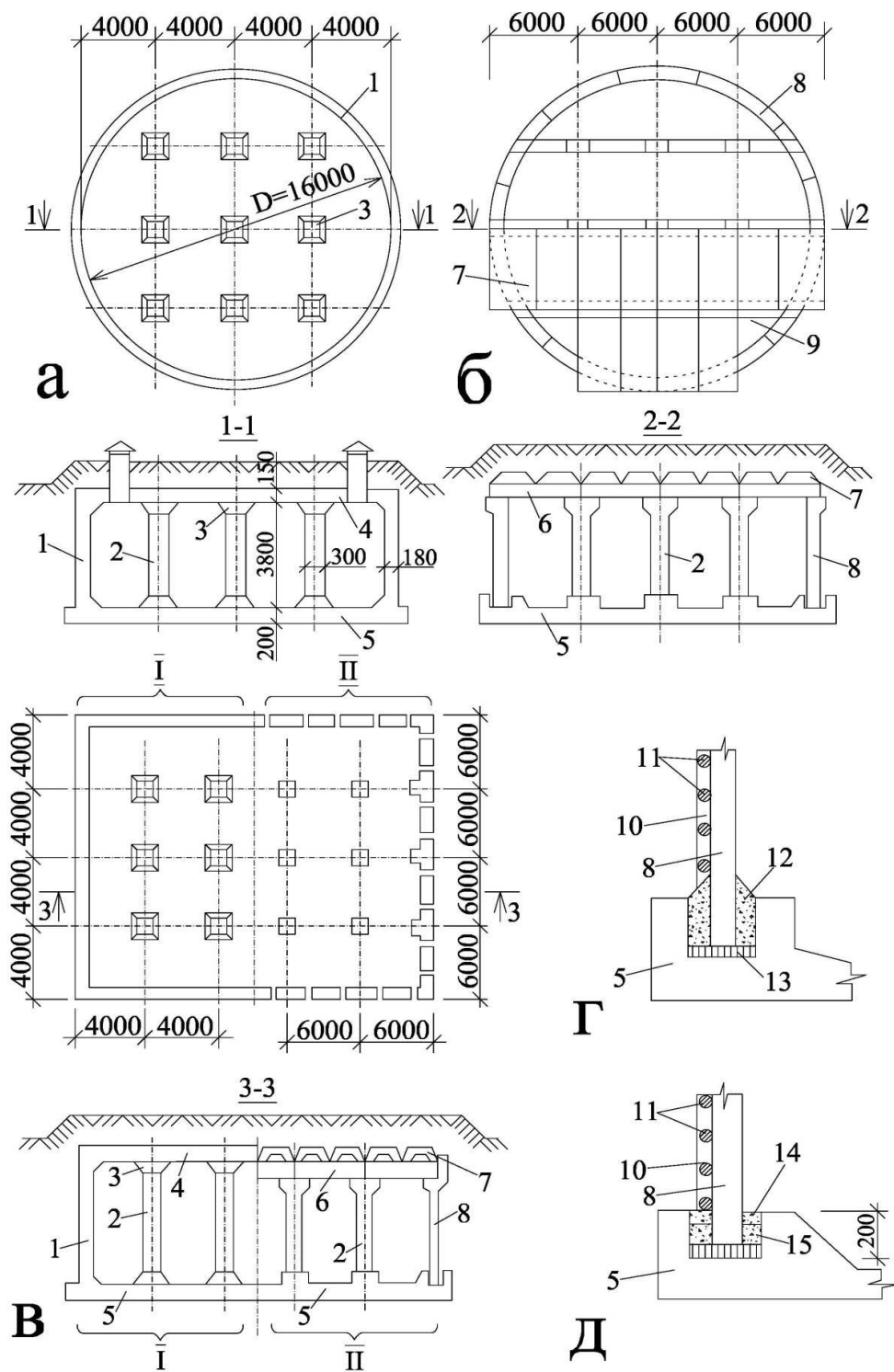


Рис. 6.1. Конструктивні системи залізобетонних резервуарів:
а – циліндричний монолітний резервуар із безбалковим покриттям;
б – циліндричний резервуар із збірних елементів з балковим покриттям;
в – конструкції монолітних (I) та збірних (II) прямокутних резервуарів;
г – жорстке з'єднання стінки з днищем; *д* – шарнірне з'єднання стінки з днищем; 1 – стінка; 2 – колона; 3 – капітель; 4 – монолітне покриття; 5 – днище; 6 – ригель покриття; 7 – збірна ребриста плита покриття; 8 – збірні панелі стінки; 9 – монолітні ділянки; 10 – торкрет-бетон; 11 – напружена кільцева арматура; 12 – дрібнозернистий бетон; 13 – цементний розчин; 14 – асбоцементний розчин; 15 – бітумна мастика.

При порівнянні ТЕП циліндричних та прямокутних резервуарів урахується вплив гідростатичного тиску рідини та тиску ґрунту на їх стінки. Тобто, беруть до уваги, що під впливом гідростатичного тиску рідини стінки циліндричного резервуара в горизонтальному напрямку зазнають осьового розтягу, а від тиску ґрунту - осьового стиску. Згинальні моменти в циліндричних резервуарах виникають тільки у вертикальному напрямку в місцях сполучення стінки з днищем та покриттям. Стінки прямокутних резервуарів залежно від конструктивного рішення, від тиску як рідин, так і ґрунту можуть працювати на позацентровий стиск у вертикальному напрямку і позацентровий розтяг у горизонтальному напрямку.

Покриття резервуарів виконують у вигляді плоских оболонок, днища роблять також плоскими або конічними. З метою підвищення водонепроникності резервуарів їх стінки зсередини покривають цементною штукатуркою, рідким склом чи іншими спеціальними розчинами.

При порівнянні ТЕП циліндричних та прямокутних резервуарів урахується вплив гідростатичного тиску рідини та тиску ґрунту на їх стінки. Тобто, беруть до уваги, що під впливом гідростатичного тиску рідини стінки циліндричного резервуара в горизонтальному напрямку зазнають осьового розтягу, а від тиску ґрунту - осьового стиску. Згинальні моменти в циліндричних резервуарах виникають тільки у вертикальному напрямку в місцях сполучення стінки з днищем та покриттям. Стінки прямокутних резервуарів залежно від конструктивного рішення, від тиску як рідин, так і ґрунту можуть працювати на позацентровий стиск у вертикальному напрямку і позацентровий розтяг у горизонтальному напрямку.

Для виготовлення стін, днища й покриття резервуарів використовують важкі щільні бетони класів В15...В30 і марок W4...W8 за водонепроникністю та F100... F150 за морозостійкістю.

Циліндричні резервуари із монолітного залізобетону перекривають плоским безбалковим або купольним перекриттям (рис. 6.1, а), а резервуари із збірних елементів перекривають балковим збірним перекриттям (рис. 6.1, б) із збірних ригелів та ребристих плит.

Безбалкові монолітні перекриття підтримуються колонами з капітелями зверху і зворотніми капітелями знизу. Вздовж периметра плита перекриття опирається безпосередньо на стінку. Застосування безбалкових перекриттів є ефективним, оскільки завдяки малій конструктивній їх висоті забезпечується якісна вентиляція простору над рівнем рідини.

Покриття збірних циліндричних резервуарів, як правило, проектують із уніфікованих елементів міжповерхових перекриттів промислових будівель із сіткою колон 6х6 або 3 х 6 м. Переважного застосування набула сітка колон 3 х 6 м, яка дає можливість покриття виконувати із плит розмірами 3 х 6 м із опиранням їх безпосередньо на капітелі колон та стінки резервуара. У місцях примикання плит до стінок утворюються сектори, які необхідно замонолічувати (рис. 6.1, б). Квадратну сітку колон у циліндричних резервуарах доцільно застосовувати при діаметрах не менше ніж 42 м.

Покриття циліндричних резервуарів можна повністю виконати із збірних

елементів без потреби в дозамонолічуванні окремих ділянок, застосувавши радіальну сітку колон. Але така конструктивна система веде до великої кількості типорозмірів елементів, а тому широкого розповсюдження не набула.

Стінки збірних резервуарів складають із збірних панелей, висота яких дорівнює висоті резервуара. Номінальна ширина панелей назначається кратною числу π і дорівнює 1,57 або 3,14 м, що дозволяє для одного резервуара застосовувати ціле число панелей. Конструктивна ширина панелей менша на ширину зазора в стику і може дорівнювати: при застосуванні призматичних стиків, які обетонуються — 1,43 або 3,00 м; при застосуванні шпонкових стиків, які ін'єктуються цементним розчином - 1,5 або 3,1 м. У сучасному будівництві переважно застосовується другий тип панелей без випусків арматури під шпонковий стик (рис. 6.1, г, б). Панель устанавлюється в спеціальні пази, утворені двома кільцевими виступами на днищі. Між собою панелі першого типу з'єднуються за допомогою зварювання передбачених для цього арматурних випусків із наступним замонолічуванням стиків (рис. 6.1, г).

За конструкцією стик панелі з днищем може бути *жорстким* або *шарнірним* (рис. 6.1, з, д). Утворення жорсткого етика досягається за рахунок заповнення дрібнозернистим бетоном зазорів між панелями та гранями пазів днища (рис. 6.1, з), тобто цим самим виключається можливість переміщень стінки в радіальному напрямку. Це призводить до виникнення значних згинальних моментів у стінці на ділянці з'єднання її із днищем від тиску рідини та ґрунту. Щоб уникнути появи згинальних моментів при попередньому напруженні кільцевої арматури бетонування зазорів виконують після здійснення попереднього обтиснення стінки, забезпечуючи таким чином рухливість стінки при обтискуванні її кільцевою арматурою, а отже й зменшення згинальних моментів у місці з'єднання із днищем.

Утворення шарнірних стиків забезпечується заповненням зазорів між панелями стінок та гранями пазів днища холодною бітумною мастикою (рис. 6.1, д), яка може деформуватися при переміщенні стінки без порушення водонепроникності шва. Шарнірне з'єднання стінки з днищем рекомендується застосовувати в циліндричних резервуарах діаметром не менше ніж 30 м.

6.2 Розрахунок циліндричних резервуарів

Розрахунок циліндричних резервуарів виконують залежно від їх конструктивних вирішень.

Стінки відкритих наземних необвалованих циліндричних резервуарів розраховують на дію гідростатичного тиску рідини, якою вони повністю заповнені. Якщо наземні резервуари мають перекриття, то в розрахунках стінок ураховується дія вертикальних навантажень, які передаються з перекриттів.

Стінки заглиблених циліндричних резервуарів розраховують на дію вертикальних навантажень, які передаються з покриттів, та на дію горизонтальних навантажень: окремо від тиску ґрунту на порожній резервуар і окремо від внутрішнього гідростатичного тиску рідини повного резервуара при відсутності засипки.

Конструкції покриттів, колон та днища розраховують на дію навантажень, які складаються із власної ваги конструкцій, ґрунтової засипки і тимчасових навантажень, розташованих на покриттях. У деяких випадках у розрахунках ураховується вплив нерівномірного нагрівання й охолодження.

На глибині $H-x$ розрахункове значення гідростатичного тиску рідини на стінку циліндричного резервуара визначається за формулою (рис. 6.2, а)

$$p_x = \gamma_f \gamma H (1 - x/H) \quad (6.1)$$

в якій $\gamma_f = 1,0$ - коефіцієнт надійності за навантаженням; γ - питома вага рідини; H - висота заповнення резервуара рідиною; x - відстань від днища до точки, в якій визначається тиск. Тиск p_x від рідини створює в стінці резервуара на відстані x від днища кільцеве зусилля розтягу

$$N_x^0 = p_x r = \gamma_f \gamma H r (1 - x/H), \text{ де } r - \text{радіус резервуара.}$$

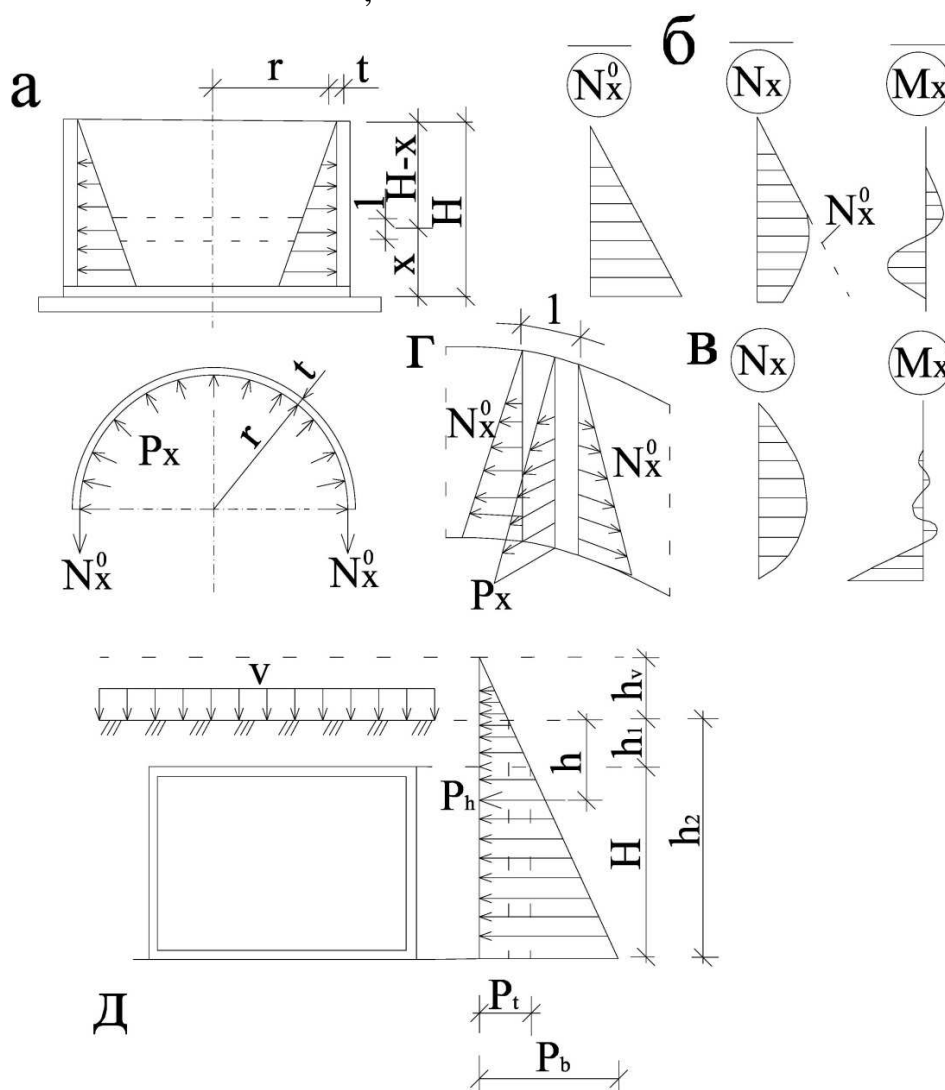


Рис. 6.2. До розрахунку циліндричних резервуарів:

а – схема визначення гідростатичного тиску рідини на стінку; б – епюри кільцевих зусиль та згинальних моментів у стінці при шарнірному з'єднанні з днищем з урахуванням сил тертя; в – епюри кільцевих зусиль та згинальних моментів у стінці, жорстко з'єднаній з днищем; г – розрахункова схема стінки резервуара; д – схема визначення тиску ґрунту на стінку резервуара.

Аналіз (6.1) показує, що у випадку вільного переміщення стінки по днищу епюра кільцевих зусиль N_x^0 буде трикутною з найбільшою ординатою внизу, а згинальні моменти у вертикальному напрямку не виникають. У дійсності ж на форму епюри N_x^0 впливає конструкція з'єднання днища із стінкою. Так, при шарнірному з'єднанні стінки резервуара з днищем між стінкою та днищем виникають сили тертя, які перешкоджають вільному переміщенню низу стінки. Це призводить до того, що від гідростатичного тиску рідини у вертикальному напрямку стінка зазнає дії згинальних моментів M_x поперечних сил Q_x , а епюра кільцевих зусиль набуває криволінійної форми (рис. 6.2, б). При жорсткому з'єднанні стінки з днищем кільцеві зусилля у стінці в місці з'єднання відсутні, а епюра згинальних моментів тут має максимальне значення (рис. 6.2, в).

Зусилля в стінці, які виникають при різних її з'єднаннях з днищем, достатньою для практичних розрахунків точністю можна визначити, якщо за розрахункову схему прийняти умовно вирізану із стінки вертикальну смугу шириною 1 м і розглядати її як балку із відповідним закріпленням (шарнірним чи защемленим) знизу, завантажену гідростатичним тиском та підперту за всією довжиною пружними силами - радіальними складовими кільцевих зусиль N_x^0 (рис. 6.2, г). Згідно з прийнятою схемою розрахункові формули для визначення зусиль M_x і N_x можна отримати, використавши розв'язок диференціального рівняння згинання такої балки на пружній основі при відповідному закріпленні кінця.

Зокрема, при шарнірному з'єднанні стінки з днищем у стику стінки виникає сила тертя, яка перешкоджає горизонтальному переміщенню торця стінки по днищу і є результатом дії поздовжньої сили N . Ця сила тертя

$$Q_f = N\mu \quad (6.2)$$

де μ - коефіцієнт тертя стінки по днищу, $\mu = 0,5$; N - розрахункове значення поздовжньої сили, яка визначається тільки від ваги стінки у відкритих резервуарах, а в закритих - ще й ураховують вагу покриття та шару ґрунту на покритті. У другому випадку визначають два значення сили тертя: при гідравлічному випробовуванні резервуара без засипки ґрунту і під час експлуатації із засипкою.

Розрахункова формула для визначення кільцевих зусиль розтягу N_x , які діють у цьому випадку на відстані x від днища в стінці з постійною товщиною (рис. 6.2, б), з урахуванням (6.2), має такий вигляд:

$$N_x = N_x^0 - (2r/s)Q_f e^{-\varphi} \cos \varphi \quad (6.3)$$

де $s = 0.76\sqrt{rt}$ - характеристика пружних властивостей стінки; t - товщина стінки; $\varphi = x/s$ - безрозмірна координата. Максимальний згинальний момент M_x діє в перерізі стінки на відстані $x_{\max} = 0.6\sqrt{rt}$ від днища, а його значення

$$M_{\max} = Q_f s e^{-\varphi} \sin \varphi \quad (6.4)$$

При жорсткому з'єднанні стінки з днищем кільцеві зусилля розтягу N_x

(рис. 6.2, в), які виникають у стінці (з постійною товщиною t) на відстані x від днища, визначаються за формулою

$$N_x = N_x^0 - P_{\max} \cdot r \left[e^{-\varphi} \cdot \cos \varphi + e^{-\varphi} \cdot \sin \varphi (1 - s/H) \right] \quad (6.5)$$

а максимальний згинальний момент, що діє у стінці на рівні днища (де $N_x = 0$):

$$M_{\max} = 0.5 \cdot p_{\max} \cdot s^2 (1 - s/H) \quad (6.6)$$

де $p_{\max} = \gamma_f \gamma \cdot H$ - гідростатичний тиск рідини на стінку резервуара на рівні днища.

Формули (6.2)...(6.6) для визначення зусиль N_x та M_{\max} від гідростатичного тиску рідини можуть бути застосовані у розрахунках надземних та наземних резервуарів у період експлуатації, а для напівзаглиблених та підземних - при гідравлічних випробуваннях, коли засипка ґрунтом відсутня.

У стінках резервуарів, котрі засипані ґрунтом, від бічного тиску ґрунту виникають кільцеві зусилля стиску. Окрім того, при жорсткому з'єднанні стінки із днищем та перекриттям, стінки зазнають у вертикальному напрямку ще й дії згинальних моментів. Кільцеві зусилля стиску не потребують додаткового армування для їх сприймання, оскільки при заповненні резервуара вони знижують розтягувальні зусилля в стінці, а у порожньому резервуарі повністю сприймаються бетоном стінки. Згинальні ж моменти від тиску ґрунту протилежні за знаком щодо знаку моментів від тиску рідини, а тому при спорожненому резервуарі потребують встановлення додаткової вертикальної арматури у стінці із зовнішнього боку.

Розрахункове значення бічного тиску ґрунту на глибині h від його поверхні (рис. 6.2, д)

$$p_h = \gamma_f \cdot \gamma \cdot h \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (6.7)$$

де γ_f - коефіцієнт надійності за навантаженням (для насипного ґрунту $\gamma_f = 1,15$); γ - питома вага ґрунту; h - відстань від поверхні ґрунту до даного перерізу; φ - туг, кут внутрішнього тертя ґрунту.

Якщо на поверхні ґрунту діє тимчасове рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю v , то його замінюють еквівалентним шаром ґрунту висотою $h_v = v/\gamma$ і тоді у (6.7) значення відстані h збільшують на значення висоти h_v . У разі повністю засипаних резервуарів при відстані від поверхні ґрунту до верху резервуара $h = h_1$ розрахункове значення бічного тиску ґрунту на рівні верху резервуара із урахуванням тимчасового навантаження v

$$p_t = \gamma_f \cdot \gamma \cdot (h_1 + h_v) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (6.8)$$

а внизу на рівні днища, до якого відстань від поверхні ґрунту $h_2 = h_1 + H$, тиск від ґрунту

$$p_b = \gamma_f \cdot \gamma \cdot (h_2 + h_v) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (6.9)$$

При жорсткому з'єднанні стінки з днищем, ураховуючи (6.8) та (6.9) для визначення максимального значення згинального моменту у стінці на рівні днища від дії тиску ґрунту застосовують формулу

$$M_{h_2} = 0.5 p_e \cdot s^2 (1 - \eta s / H) \quad (6.10)$$

де $\eta = 1 - p_t / p_e$.

Кільцеве зусилля N_x визначають для кілець з висотою 0,5...1 м уздовж висоти стінки. Для кожного його значення, підрахованому на рівні низу кільця, обчислюють площу горизонтальної попередньо напруженої або звичайної арматури як для центрально розтягнутого елемента шириною 0,5... 1 м відповідно за формулами:

$$A_{sp} = N_x / (\gamma_{s6} R_s), \quad A_s = N_x / R_s \quad (6.11)$$

На дію моменту M_{\max} та поздовжнього зусилля N визначається площа вертикальної арматури як для вертикальної смуги шириною 100 см із робочою висотою перерізу $h_0 = t - 2$ см. Аналогічно обчислюють площу вертикальної арматури на дію моменту M_{h2} .

У збірних панелях стін кількість площі кільцевої та вертикальної ненапруженої арматури, визначеної на дію N_x , M_{\max} і N , M_{h2} і N , також повинна задовольняти вимоги розрахунків їх на міцність і тріщиностійкість у період виготовлення, транспортування й монтажу.

У розрахунках попередньо напруженої стінки за граничними станами другої групи враховують те, що до її тріщиностійкості ставляться вимоги першої категорії. Тому розрахунок на утворення в ній тріщин виконують на дію зусилля N_x від розрахункових значень навантажень ($\gamma_f > 1$) для найбільш завантаженої горизонтальної кільцевої смуги висотою 0,5...1 м. У стінках із збірних панелей робота бетону на розтяг у розрахунках на утворення тріщин не враховується, що пояснюється нижчою якістю бетону замонолічуваних стиків порівнянно з бетоном збірних панелей.

Ненапружені стінки резервуарів відносяться до елементів, щодо тріщиностійкості яких ставляться вимоги третьої категорії, тому їх розраховують на обмежене за шириною розкриття тріщин.

Днище резервуарів, заглиблених нижче рівня ґрунтових вод, розраховують на дію підпору води, приблизно вважаючи таку дію рівнорозподіленим навантаженням, що діє на днище знизу вгору, як на плиту безбалкового перекриття, опертого на колони з капітелями. У таких випадках необхідно також перевіряти порожній резервуар на спливання. Щоб резервуар не спливав, необхідно дотримуватись умови, при якій вага порожнього резервуара і вага ґрунту засипки на покритті G із коефіцієнтом надійності щодо навантаження $\gamma_f = 0,9$ має бути більшою за рівнодійну підпору ґрунту P , тобто $0,9 G > P$.

6.3 Армування стінок циліндричних резервуарів

Армування стінок циліндричних резервуарів здійснюють вертикальною та горизонтальною арматурою. Арматура, площа якої визначена за моментом M_{\max} від дії гідростатичного тиску рідини при відсутності засипки,

розташовується з внутрішньої сторони стінки. Із зовнішньої сторони стінки розташовується вертикальна арматура, площа якої визначається за моментом M_{h2} — від дії тиску ґрунту на порожній резервуар (рис. 6.3).

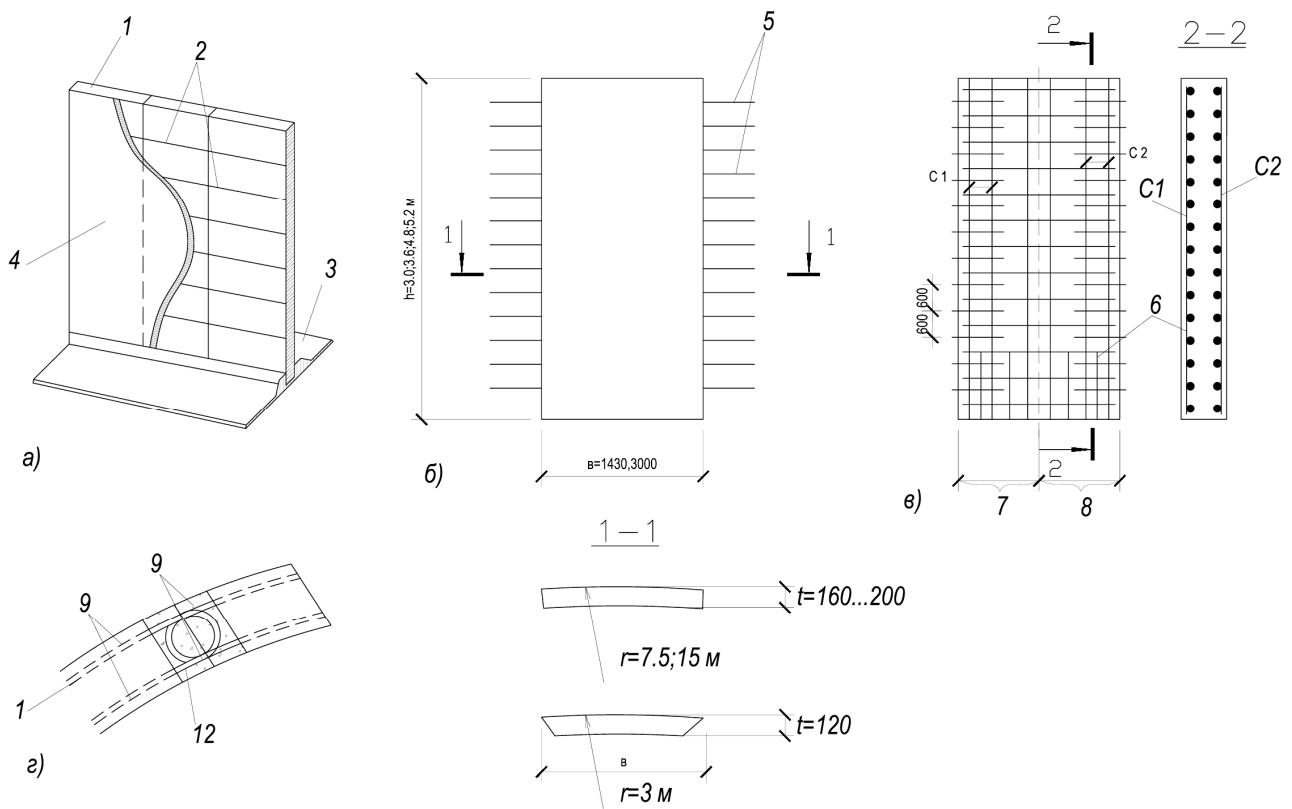


Рис. 6.3 Армуння збірних циліндричних резервуарів

а – конструкція стінки з попередньо напруженою арматурою;

б – загальний вигляд збірної стінової панелі циліндричного резервуара при застосуванні призматичних стиків; в – арматура панелі; г – призматичний стик панелей з петлевидними випусками арматури;

1 – збірна стінова панель; 2 – кільцева напружена арматура; 3 – днище; 4 – торкрет-бетон; 5 – випуски арматури для зварювання панелей; 6 – додаткові стержні; 7 – зовнішня арматурна сітка; 8 – внутрішня арматурна сітка; 9 – кільцева ненапружена арматура панелі; 10 – петлевидні арматурні випуски; 11 – вертикальні арматурні стержні стиків; 12 – монолітний бетон стиків

Збірні панелі для стінок висотою більше ніж 6 м, з метою підвищення їх тріщиностійкості в період транспортування та монтажу, доцільно армувати попередньо напруженою арматурою у поздовжньому напрямку. Збірні панелі виготовляють із бетону класу В15...В20 і армують двома сітками С-1, С-2 (рис. 6.3, в) із прямокутними вічками розмірами 100...200 мм із стержньової арматури класу А 400С або дроту класу Вр-I.

Горизонтальна кільцева попередньо напружена арматура розташовується на поверхні зовнішньої грані (рис. 6.3, а). Для попереднього обтиснення стінки застосовують холоднотягнутий дріт класу В-II (Вр-II) та стержньову арматуру класів А 500С, А 600. Натягування високоміцного дроту здійснюється на бетон

намотуванням його арматурно-навивальною машиною типу АНМ на зовнішню поверхню стінки резервуарів. Відстань між витками високоміцного дроту діаметром 5 мм коливається в межах 10...140 мм. Натягування окремих стержнів у вигляді кілець здійснюється також на бетон механічним способом за допомогою муфт, які динамометричними ключами накручуються по різьбі коротунів, приварених на кінцях кільця. Стержнева арматура розташовується з кроком 150...750 мм. Стінки із збірних панелей обтискують після нанесення внутрішнього шару торкрет-бетону та замонолічування стиків, забезпечуючи таким чином їх обтиснення. Із метою запобігання корозії попередньо напружену арматуру захищають кількома шарами торкрет-бетону товщиною не менше 25 мм. Торкретування здійснюють після заповнення резервуара рідиною, що виключає можливу появу тріщин під час наступних заповнень.

Днище циліндричних резервуарів при відсутності підпору ґрунтових вод армується конструктивно, оскільки відпір ґрунту врівноважує навантаження від ваги днища й рідини в резервуарі. Ділянки примикання днища до колон та стінок, із метою сприймання місцевих згинальних моментів посилюють місцевим потовщенням і додатковою арматурою.

6.4 Прямокутні резервуари

Прямокутні резервуари виконують монолітними (рис. 6.1, в) та із збірних елементів (рис. 6.4).

У монолітних прямокутних резервуарах стінка має постійну або перемінну вздовж висоти товщину і з'єднується з днищем і покриттям жорстко (рис. 6.1, в, 1). Стінки монолітних резервуарів висотою до 4 м виконують без ребер, а при більшій висоті - з вертикальними ребрами зовні (рис. 6.5, а).

Покриття монолітних резервуарів виконують переважно безбалковим, але й застосовують ребристі монолітні покриття із балковими плитами. Перекриття опирається на внутрішні колони (рис. 6.1, в, схема I) із сіткою 4х4 або 6 х 6 м. Днище виконують плоским. У місцях спряжень плит покриттів із стінками улаштовують вути. У конструктивних системах збірних резервуарів переважно застосовують балкові системи покриттів із збірних уніфікованих залізобетонних елементів для перекиртів багатоповерхових промислових будівель із сіткою колон 6 х 6 м (рис. 6.1, в, схема II). У безригельних покриттях із сіткою колон 6 х 3 м застосовують ребристі плити із бетону класу В25 без попередньо напруженої арматури. Ці плити опирають на капітелі колон та стінові панелі.

Днище збірних резервуарів, як і для монолітних прямокутних, виконують із монолітного бетону, хоча є приклади споруджених резервуарів з днищем із збірних залізобетонних плит, розмірами 2,5...3,5 м, укладених на шар розчину товщиною 20 мм із загерметизованими стиками. Для спорудження збірних резервуарів із уніфікованих елементів застосовують збірні залізобетонні панелі стін двох типів: плоскі та з опорною п'ятою.

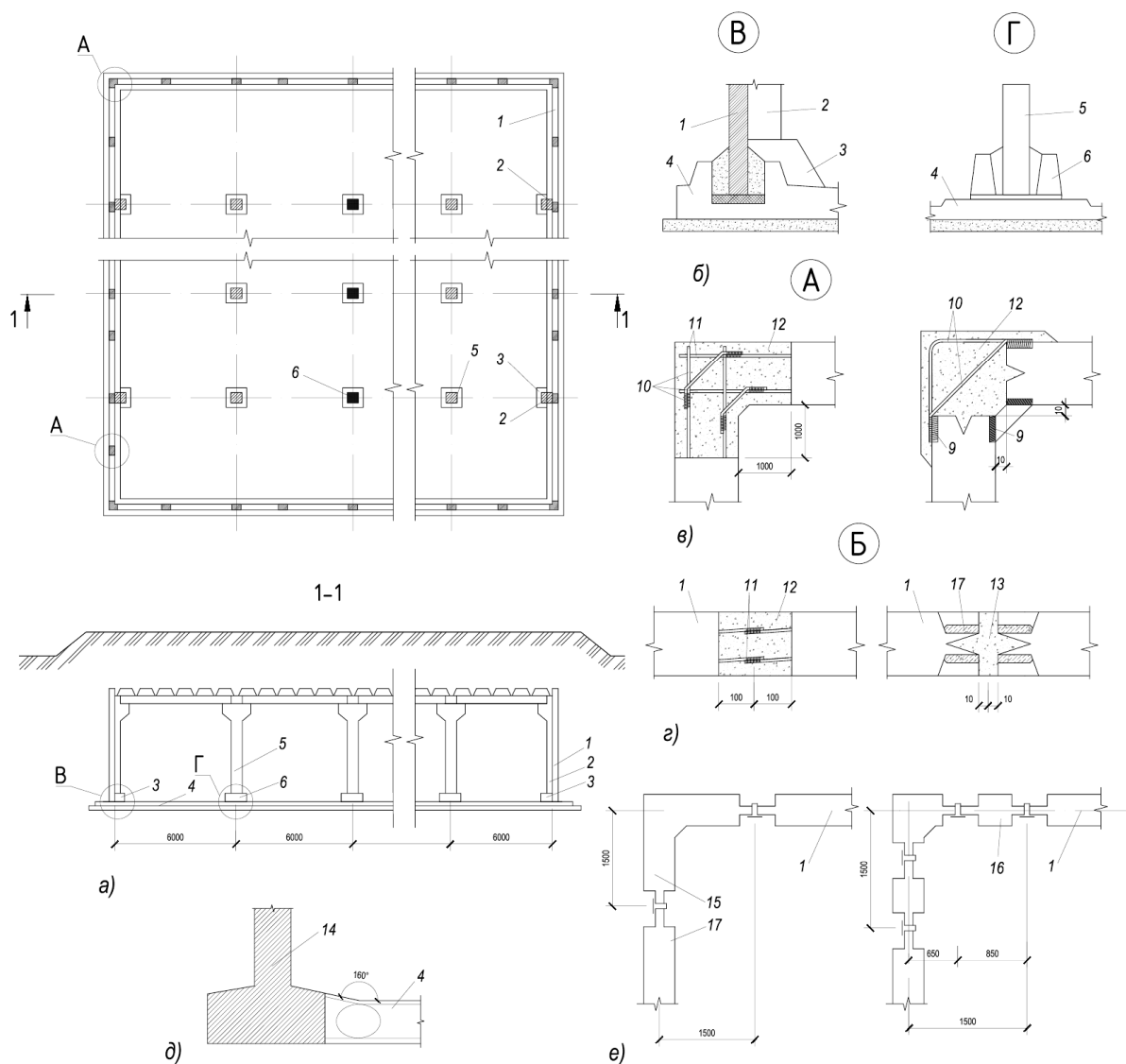


Рис. 6.4. Прямокутний резервуар із збірних залізобетонних елементів
 1 – стінова панель; 2 – крайня колона; 3 – фундамент крайньої колони;
 4 – монолітне днище; 5 – проміжна колона; 6 – фундаментний блок;
 7 – ригель; 8 – плити покриття; 9 – закладні деталі; 10 – додаткова
 арматура монолітної ділянки; 11 – випуски арматури; 12 – бетон монолітних
 ділянок; 13 – цементний розчин; 14 – стінова панель із опорною п'ятою;
 15 – суцільна кутова панель; 16 – доборна прикутова панель; 17 – стикові
 накладки шпонкового етика.

При застосуванні стінових панелей із опорною п'ятою відпадає необхідність в утворенні паза у днищі (рис. 6.4, д). З'єднують панелі із днищем на ділянках, де діють найменші згинальні моменти. Ці панелі за витратами бетону і сталі, збірністю і загальною трудомісткістю робіт ефективніші від плоских панелей, але за складністю виготовлення, транспортуванням, вагою, витратами на монтаж перед плоскими панелями поступаються. Панелі з опорною п'ятою, що також є їх перевагою, можна монтувати до бетонування днища.

Стінові панелі обох типів виготовляють висотою 2,4...6,0 м через 0,6 м та номінальною шириною 3,0 м. Конструктивна ширина панелей менша

номінальної на 20 або 200 мм, залежно від конструкції етика - шпонкового чи призматичного (рис. 6.4, вузол Б). Панелі для закритих резервуарів виготовляють із консолями зверху для опирання плит покриття.

З'єднання плоских панелей із днищем виконують жорстким (рис. 6.4, вузол В). Між собою панелі з'єднують двома типами стиків: призматичним - шириною 200 мм із зварюванням випусків арматури або шпонковим - шириною 20 мм із зварюванням сталевих закладних деталей і накладок (рис. 6.4, вузол Б). Перший тип етика бетонується, другий - заповнюється цементним розчином під тиском. У кутах з'єднання панелей виконують у вигляді ділянок із монолітного залізобетону з додатковим армуванням (рис. 6.4, вузол А), але можливе застосування кутових збірних панелей (рис. 6.4, е).

З'єднання кутових панелей із рядовими панелями стінок у суцільнозбірних та збірнорозкладених кутах здійснюються приварюванням сталевих накладок до закладних арматурних деталей сусідніх панелей. Стик заповнюється торкрет-розчином під тиском (рис. 6.4, є, вузол Б).

Арматурні стержневі випуски у кутових стиках із монолітного залізобетону зварюються з додатковою арматурою (рис. 6.4, вузол А). Колони збірних прямокутних резервуарів установлюють у гнізда збірних підколонників, які опираються на потовщення днища (під проміжні колони), або в гнізда, виконані безпосередньо в потовщених ділянках днищ, де панелі стін з'єднують з днищем (рис. 6.4, вузли В, Г).

У резервуарах довжиною більше ніж 50 м виконують температурно-усадкові шви.

6.5 Розрахунок прямокутних резервуарів

Розрахунок прямокутних резервуарів виконують на ті ж комбінації навантажень, що і для циліндричних. При цьому враховують, що зусилля, які виникають у стінках, залежать не тільки від навантажень, але й конструктивного вирішення резервуара (відкритий, закритий) і співвідношення між висотою та довжиною стінки резервуара (або відстанню між вертикальними ребрами).

У безреберних високих резервуарах, висота яких у декілька разів перевищує розміри в плані (високі резервуари), для розрахунку стінки умовно горизонтальними лініями ділять по висоті на окремі зони висотою 1 м і розраховують як замкнуті рами, завантажені максимальним у межах пояса значенням тиску рідини або ґрунту. Стінки не засипаних ґрунтом резервуарів від тиску рідини зазнають позацентрального розтягу, а від тиску ґрунту при порожньому резервуарі - позацентрального стиску. За підрахунок значеннями згинальних моментів та поздовжніх сил підбирають переріз горизонтальної арматури стінок як у позацентрально розтягнутих або позацентрально стиснутих елементах.

У безреберних відкритих резервуарах, висота котрих у декілька разів менша за довжину (низькі резервуари), розрахунок стінок виконують як консольних балок шириною 1 м затиснутих на рівні днища і завантажених

гідростатичним тиском рідини (у вигляді трикутника) або тиском ґрунту (у вигляді трапеції), визначених за (2.1) та (2.9), (2.10). Безреберні стінки резервуарів (як високих, так і низьких) із збірним покриттям розраховують також як вертикальні балки шириною h , але защемлені знизу і шарнірно-оперті зверху (рис. 6.5, *з*). Від трикутного навантаження із максимальною ординатою інтенсивності p значення згинального моменту і поперечної сили на рівні днища

$$M_2 = ph^2 / 15; Q_2 = 2ph / 5 \quad (6.12)$$

а значення моменту у прольоті на відстані $0,55 h$ від днища

$$M_1 = ph^2 / 33.6 \quad (6.13)$$

Розрахункові значення зусиль від тиску рідини використовують у цьому випадку для визначення площі вертикальної арматури на 1 м стінки з внутрішньої сторони, а зусиль тиску ґрунту – із зовнішньої.

У разі наявності у резервуарах внутрішніх перегородок їх розрахунок здійснюють на односторонній тиск від рідини і армують симетрично.

Ребра, розташовані на відстані $c < 0,5h$ уздовж стінок (часторозташовані ребра), розраховують як вертикальні балки, завантажені гідростатичним тиском рідини, що припадає на ширину стінки c (рис. 6.5, *а, б*). Стінка з таким частим розташуванням ребер розраховується по висоті у вигляді смуг, кожна із яких розглядається як нерозрізна багатопрольотна балочна плита шириною 1 м з прольотами, рівними відстані c між ребрами (рис. 6.5, *в*). Якщо $0,5h \leq c \leq 2h$, то стінку розраховують як плиту, оперту по контуру, а ребра розраховують на навантаження, що передаються із площ, зумовлених характером руйнування плит. Стінки з розмірами $c > 0,5h$ розраховують як оперті по контуру плити, защемлені знизу та вздовж бокових граней, і в яких верхня грань може бути вільно оперта (для відкритих резервуарів), защемлена (для монолітного перекриття) або шарнірно оперта (для збірних покриттів). Навантаження на таку плиту діє у вигляді трапеції або трикутника (рис. 6.5, *д*). Потрібну площу вертикальної робочої арматури визначають за найбільшими значеннями опорних і прольотних моментів, які виникають окремо від дії гідростатичного тиску рідини й бокового тиску ґрунту.

Поздовжня сила, що діє у стінці закритого резервуара від ваги покриття та засипки ґрунту на ньому, на кінцевий результат розрахунку істотно не впливає.

Визначену площу арматури у збірних панелях стінки перевіряють на достатність забезпечення умов міцності панелі в стадії її транспортування та монтажу на дію власної ваги при згинанні. При цьому коефіцієнт надійності за навантаженням $\gamma_f = 1,1$, а коефіцієнт динамічності $1,4 \dots 1,6$. Товщина стінок прямокутних резервуарів визначається із умов обмеження ширини розкриття тріщин на дію всього навантаження як довгочасного.

Армування збірних панелей стінок прямокутних резервуарів здійснюють аналогічно армуванню збірних панелей циліндричних напружених резервуарів (рис. 6.3, *в*).

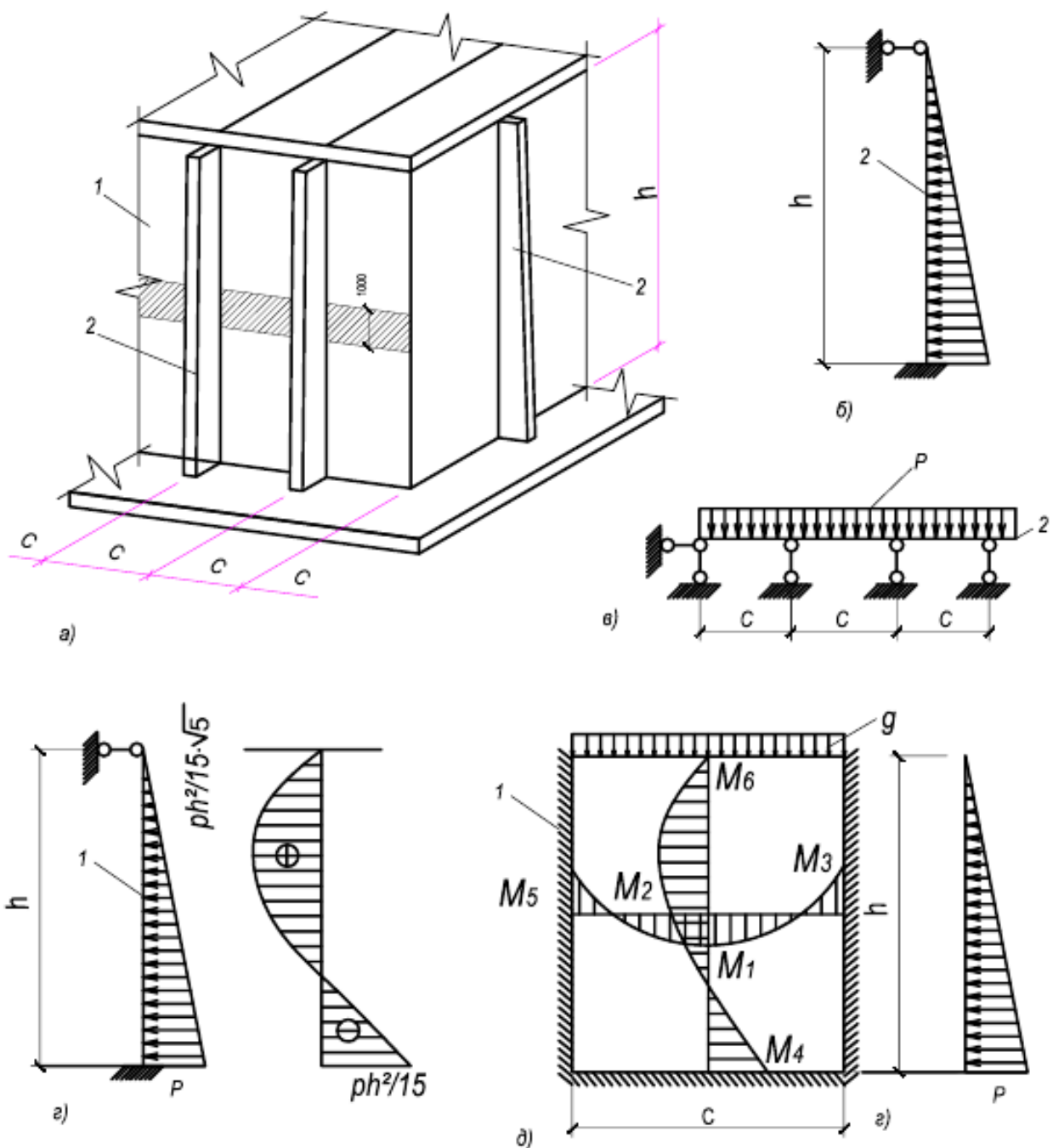


Рис. 6.5 До розрахунку прямокутних резервуарів:

а – схема резервуара з вертикальними ребрами; *б* – розрахункова схема ребра при $c < 0,5h$; *в* – розрахункова схема стінки при $c < 0,5h$; *г* – розрахункова схема та епюри згинальних моментів у стінці резервуара, що працює як вертикальна балка; *д* – тяж, у стінці, котра працює як плита, оперта по контуру; 1 – стінка; 2 – вертикальне ребро.

Лекція №7: Водонапірні башти

7.1 Загальні відомості і конструктивні рішення

Водонапірні башти – це інженерні споруди у вигляді піднятих на опорах резервуарів в системах водопостачання, призначені для регулювання витрат і необхідного тиску води в водогінній мережі, створення її запасу та безперебійної подачі води у мережу під час зупинки насосних станцій.

Водонапірні башти використовують в системах промислового, господарсько-питного і протипожежного водопостачання, системах сільськогосподарських комплексів і населених міст. Основні параметри водонапірних башт – об'єм резервуару і відмітки розташування його на висоті, які впливають на загальні габарити споруди, - встановлюються на підставі технологічних розрахунків. Різновидності водонапірних башт подані на рис. 7.1.

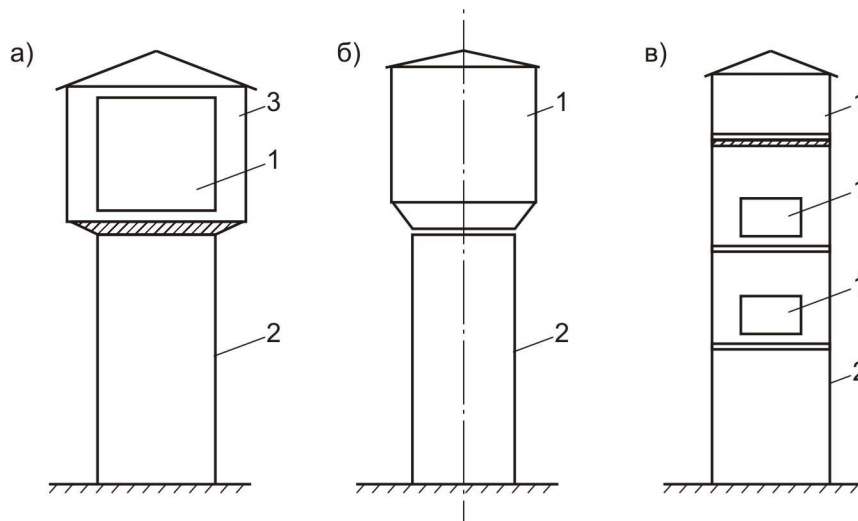


Рис. 7.1 Різновидності водонапірних башт:
а – шатрові; б – безшатрові; в – з декількома резервуарами;
1 – резервуар; 2 – опора; 3 – шатро

У сучасній практиці будівництва водонапірних башт із залізобетону виконують або всю споруду (рис. 7.2), або його опорну частину і фундамент, а резервуар роблять з металу (змішане рішення) (рис. 7.3).

Для того, щоб захистити резервуар від температурних дій зовнішнього середовища, його утеплюють (рис. 7.4, а) або над ним влаштовують шатро (рис. 7.4, б). В цьому випадку, якщо це допустимо з технологічних міркувань, резервуар проектується відкритим. Іноді замість шатра навколо резервуару роблять галерею (рис. 7.4, в) заввишки 2400 мм (напівшатро), в цьому випадку верхню частину закритого резервуару утеплюють. Пристрій шатра або напівшатра пов'язаний з додатковими витратами і тому рідко застосовується.

Водонапірні башти з резервуарами об'ємом до 25 м^3 використовуються в основному в сільськогосподарському будівництві, а об'ємом $50 \text{ м}^3 \dots 800 \text{ м}^3$ - в промисловому і цивільному будівництві. Водонапірні башти обладнують такими елементами: центральним підводо-розводящим стояком діаметром

300...400мм, який використовується для наповнення і опорожнення резервуару; переливним стояком діаметром 150...200мм, який призначений для того щоб не було переповнення резервуару; запорною арматурою (ручні або електрифіковані засувки, тип яких визначається в залежності від призначення башти і місцевих умов), встановлюється в утепленій підземній камері або в спеціальній колодязі; датчиками рівня води в резервуарі, які передають інформацію на диспетчерський пункт; грозозахист.

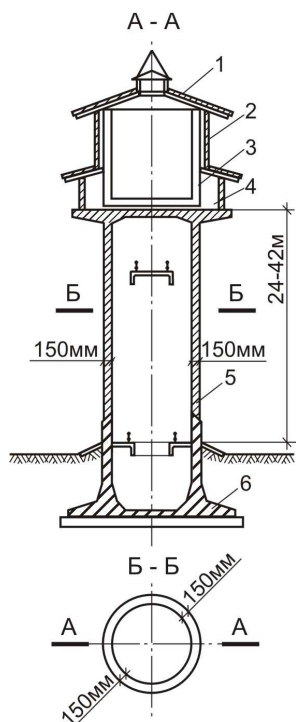


Рис. 7.2 Водонапірна башта із монолітного залізобетону:
1 – дах резервуару; 2 – утеплення стінки резервуару; 3 – залізобетонний резервуар; 4 – тепла галерея; 5 – залізобетонна опора башти; 6 – фундамент

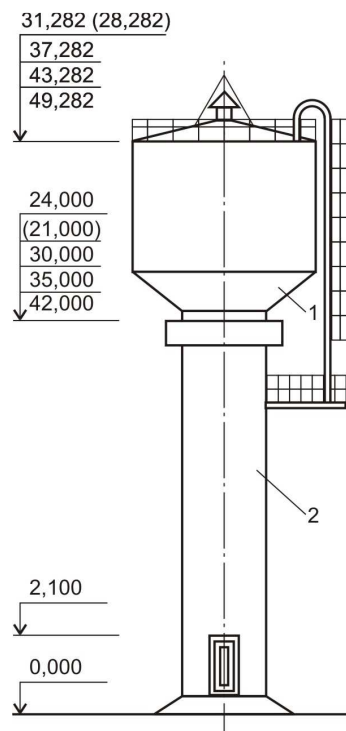


Рис. 7.3 Водонапірна башта зі сталевим резервуаром:
1 – сталевий резервуар;
2 – залізобетонна опора

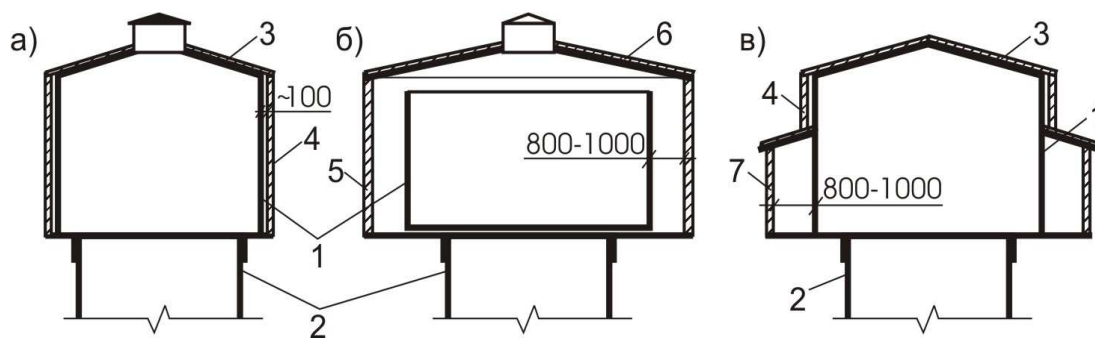


Рис. 7.4 Огородження резервуарів водонапірних башт
а – з утеплювачем; б – у вигляді шатра; в – з галереєю;
1 – резервуар; 2 – опора; 3 – покриття резервуару; 4 – утеплювач; 5 – стінка шатра; 6 – покриття шатра; 7 – стіна галереї.

Завдання на проектування водонапірних башт повинно мати: дані про призначення башти; місткість резервуару і висоту башти; відомості про кліматичні умови району будівництва; характеристику гідрогеологічних умов. За наведеними даними розробляють проект водонапірної башти.

Водонапірні башти, являючись висотними спорудами, відіграють важливу роль в створенні архітектурного обліку промислових підприємств або населених пунктів. При вдалому вирішенні, башта може бути архітектурним акцентом, який покращує облік всієї навколишньої забудови. В окремих випадках водонапірні башти зводяться з двома або трьома резервуарами різної місткості, розміщених на різних відмітках по висоті башти (рис. 7.1, в), наприклад, в текстильній промисловості, де наявність декількох резервуарів обумовлена технологією.

До недавнього часу башти проектували з шатрами – надбудова, всередині якої розташовували резервуар. Практика експлуатації водонапірних башт показала, що влаштування шатра необов'язкове. При наявності обміну води в резервуарі вона не промерзає, а якщо починає замерзати, то на внутрішній поверхні резервуару утворюється шар криги, який виконує роль теплоізоляції і перешкоджає подальшому її замерзанню.

Найбільш небезпечні для промерзання місця – центральний підводно-розвідний стояк і вузол його з'єднання з резервуаром. Внаслідок цього стояк проектують утепленим, а в вузлі прикріплення його до резервуару в зимовий період передбачають електропідігрів.

7.2 Резервуари водонапірних залізобетонних башт

Головною складовою частиною кожної водонапірної башти є резервуар. Його місткість встановлюють у відповідності з режимом водопотребності в мережі і експлуатації насосної станції.

Діапазон корисних об'ємів резервуарів, що встановлюються на водонапірних баштах, досить широкий: від декількох десятків до декількох тисяч кубічних метрів. В нашій країні прийняті наступні уніфіковані об'єми резервуарів водонапірних башт: 25; 50; 60; 100; 200; 300; 500; 800; 1200м³.

При змішаному конструктивному рішенні водонапірних башт металевий резервуар виконується у вигляді бака з циліндричною вертикальною стінкою і днищем різної форми: конічним, сферичним, плоским або складнішої конфігурації. Металеві резервуари з плоским днищем вільно встановлюються на верхньому достатньо жорсткому майданчику залізобетонної башти – опори у вигляді плити великої товщини або плити, посиленої ребрами. Крім циліндрових резервуарів можливо застосування металевих резервуарів і інших типів: конічних, сферичних.

Залізобетонні резервуари на водонапірних баштах в Україні не застосовуються, але за кордоном вони знаходять широке застосування. Серед різних типів таких резервуарів водонапірних башт, побудованих у різний час, найбільшого поширення набули круглі в плані вертикальні циліндричні резервуари – частіше з плоскими днищами (рис. 7.5, а, б), рідше з днищами

складніших конструктивних форм (рис. 7.5, в, г). Товщина стінок таких резервуарів $\delta_{cm} = 120 \dots 150$ мм, товщина плоского днища $\delta_{dn} = 100$ мм, якщо резервуар встановлений на жорсткому майданчику опорної башти.

У зарубіжній практиці будівництва водонапірних башт застосовуються круглі в плані залізобетонні резервуари з конічними стінками завтовшки 150-200 мм і більше (рис. 7.5, д), а також із стінками, обкресленими по поверхнях від'ємної гауссової кривизни (рис. 7.5, е). Днища таких резервуарів роблять сферичними, конічними або плоскими.

В деяких випадках усередині круглих в плані резервуарів роблять вертикальну циліндричну стінку завтовшки близько 80-100 мм, монолітно з'єднану з днищем; у днищі утворюється круглий отвір, діаметр якого рівний внутрішньому діаметру стінки.

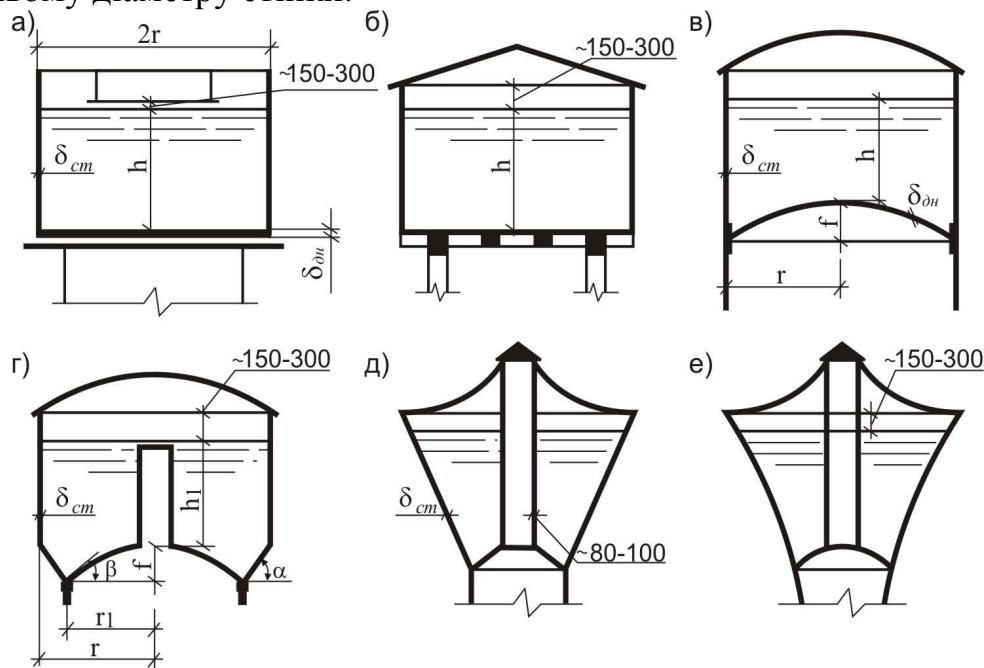


Рис. 7.5 Різновидності резервуарів водонапірних башт

Утворена у такий спосіб шахта діаметром 1,5 – 1,8 м (рис. 7.5, д) забезпечує вхід в резервуар.

Залізобетонні резервуари водонапірних башт можуть бути відкритими (рис. 7.4, б), якщо над ними влаштовується шатро, або закритими, тобто мати власне покриття – плоске (рис. 7.5, а) або просторове. Просторові покриття круглих в плані сферичних (рис. 7.5, в, г) або висячих конструкцій (рис. 7.5., д, е).

Залізобетонні циліндричні резервуари з плоскими днищами постійної товщини ($\delta_{dn} = 100$ мм), що вільно встановлюються на баштах, раціонально застосовувати при місткості до 500 – 600 м³ і за відсутності сейсмічних дій. При такій конструкції резервуару потрібен пристрій досить жорсткого верхнього майданчика башти у вигляді плити завтовшки 300 – 350 мм або плити, посиленої радіальними або перехресними балками.

Циліндричні резервуари місткістю 1500 – 2000 м³ з плоскими днищами вимагають пристрої опорних башт складної конструкції. Це не завжди

виправдано, особливо при висоті опорної частини башти більше 20 – 30м. Резервуари з конічними і гіперболічними стінками мають мінімальну площу поперечного перерізу в місцях з'єднання з опорними баштами, що дозволяє достатньо раціонально призначати габарити опорної башти навіть при відносно великій її висоті (більше 25 – 30м).

Досить часто круглі в плані залізобетонні резервуари (з циліндричними, конічними і гіперболічними стінками) проектуються так, що їх стінки є як би безпосереднім продовженням стінок опорної башти. При такому рішенні споруду можна зводити в ковзній або переставній опалубці. Для циліндричних резервуарів таке рішення доцільне, якщо висота резервуару не буде надмірно великою $h \geq (3 \dots 4)r$. Інакше таке рішення може виявитися неекономічним внаслідок підвищеної витрати електроенергії, яка використовується для заповнення резервуару водою в період експлуатації.

Днище і стінки залізобетонних резервуарів водонапірних башт виконують з монолітного залізобетону. Але це не виключає принципової можливості конструювання резервуару із збірно-монолітного або збірного залізобетону. Наприклад, плоске днище циліндричного резервуару може бути монолітним, а стінки можуть бути із збірних елементів з подальшою напругою кільцевої арматури.

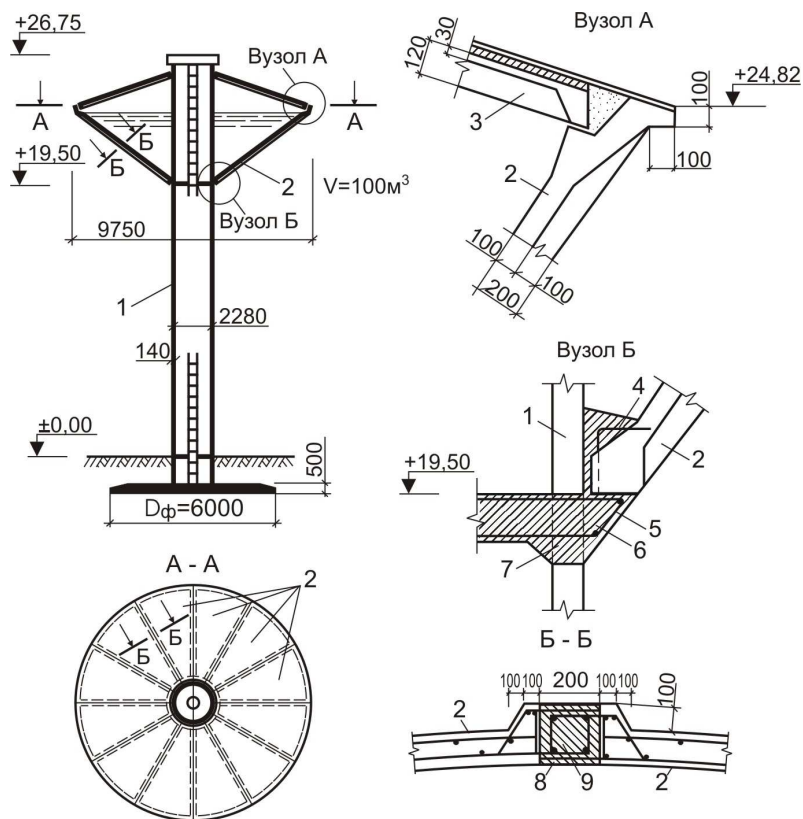


Рис. 7.6 Водонапірна башта з резервуаром конічної форми із збірного залізобетону

1 – опора із монолітного залізобетону; 2 - збірні панелі стінки резервуару; 3 – панелі покриття резервуару; 4 – випуски арматури із панелі 2; 5 – арматура, що встановлюється в вікнах в стінці опори; 6 – частина опори, що бетонується після підйому резервуару; 7 – вікна в стінці опори; 8 – петльові випуски арматури з кроком 200мм; 9 – бетон замоноличування стиків В20

На рис. 7.6 зображена схема водонапірної залізобетонної башти із залізобетонним конічним резервуаром місткістю 100м^3 , стінка і покриття якого виконанні із збірних елементів. Конічна стінка резервуару зібрана з 12 однакових, трапецеподібних в плані і викривлених в одному напрямі ребристих панелей завдовжки 6,45м. Товщина плити панелі 100мм, висота подовжніх ребер 200мм, перерізи торцевих ребер мають складні контури і після збірки утворюють опорні кільця резервуару. Панелі виготовлені з бетону класу В15 з'єднанні між собою петлевими випусками з подальшим заповненням зазору в 200мм між елементами бетоном класу В15. Цікавий спосіб зведення резервуару: його збирали знизу, а потім піднімали на проектну відмітку за допомогою лебідок (рис. 7.7, а).

Для підвищення тріщиностійкості залізобетонних резервуарів водонапірних башт може бути використано попередню напругу з натягуванням арматури на бетон. Можливі схеми розташування напружуваної арматури в резервуарах різної форми приведені на рис. 7.8.

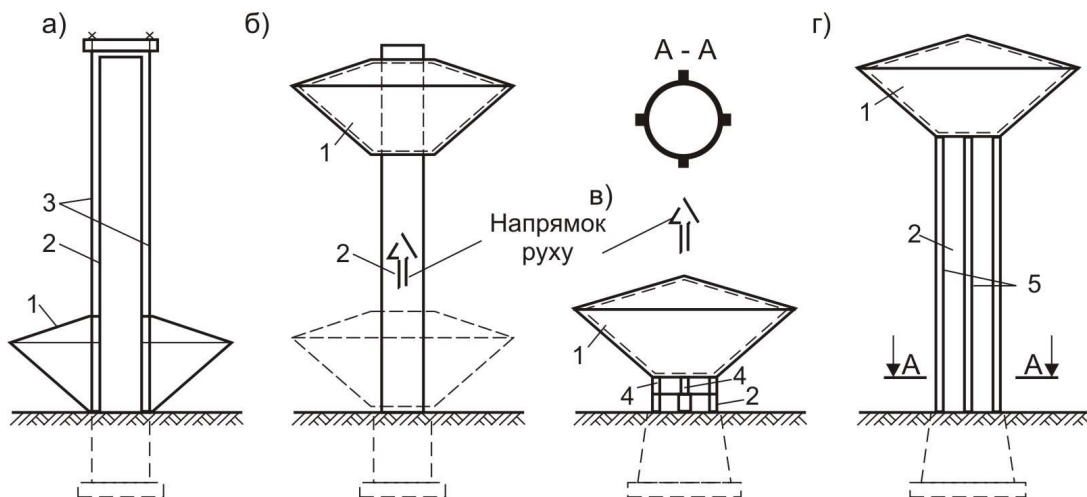


Рис. 7.7 Схема зведення резервуару водонапірних башт способом підйому
а, в – резервуар перед підйомом; б, г – резервуар на проектній відмітці;
1 – резервуар; 2 – опора; 3 – тяжі; 4 – домкрати; 5 – пілястри

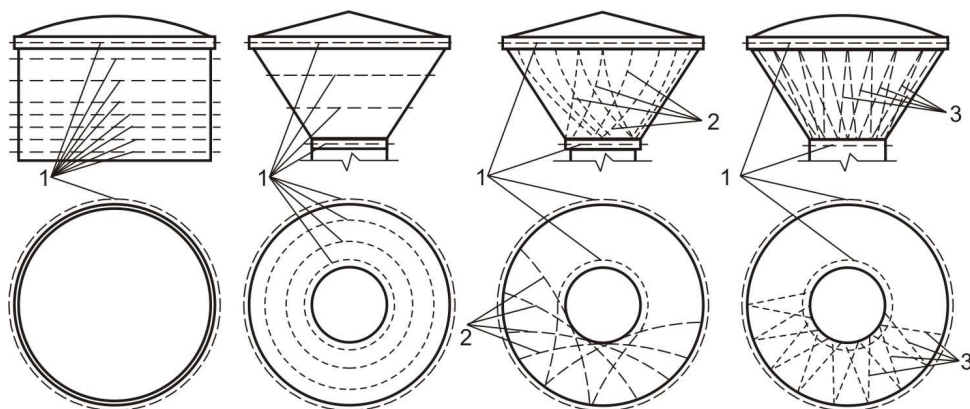


Рис. 7.8 Схеми розміщення напружуваної арматури
в резервуарах водонапірних башт:
1 – кільцевої; 2 – не кільцевої в конічній стінці; 3 – лінійної в стінці
гіперболічної форми

7.3 Опори водонапірних башт

Залізобетонні опори водонапірних башт в залежності від загальних конструктивних ознак можна розділити на три групи:

- суцільні опори: оболонки, консольні стержні з пластин або стовпів, з'єднаних між собою по повздожніх сторонах;
- наскрізні опори у вигляді стержньових систем;
- опори у вигляді комбінації оболонки і стержньової системи.

Вибір конструктивного рішення опори залежить від висоти башти, об'єму резервуару і його розмірів в плані, характеристики основи і ряду інших чинників. Наприклад, при висоті опор 25м і більше перевага віддається оболонкам. При великих в плані циліндричних резервуарах ($2r \geq 10 \dots 15$ м), відносно низьких опорах (менше 15 – 20м), слабких ґрунтах раціональнішими можуть бути стержньові або комбіновані системи. Висоти опор (стволів) водонапірних башт уніфіковані і мають кратність 3,0м. Їх приймають 9, 12, 15, 18, 21, 24, 30, 36, 42м. В окремих випадках висоти опор можуть виходити за вказані межі.

Залізобетонні опори водонапірних башт у вигляді оболонок можуть мати форму циліндра (рис. 7.9, а) зрізаного конуса з розширенням (рис. 7.9, б) або звуженням (рис. 7.9, в) до основи або гіперболічної поверхні (рис. 7.9, г). Ці опори виконуються з монолітного залізобетону з бетонуванням в ковзній або переставній опалубці, для циліндричних опор може бути застосований і збірний залізобетон.

Найбільш поширеною конструктивною формою залізобетонних опор є циліндрична оболонка. Конічні опори з розширенням до основи в даний час практично не застосовуються, хоча, з точки зору напруженого стану, вони найбільш раціональні. Конічні опори з розширенням догори і опори окреслені по гіперболічній поверхні обертання, дають можливість зводити всю споруду в ковзній або переставній опалубці з одночасним зберіганням оптимальних висот резервуарів і діаметрів опор в основі.

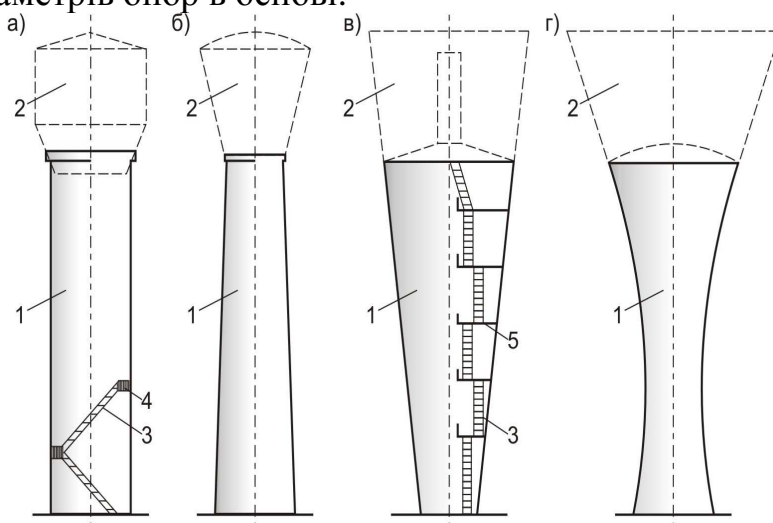


Рис. 7.9 Різновидності опор (стволів) водонапірних башт у вигляді оболонок.

1 – опора; 2 – резервуар; 3 – драбина; 4 – металічні майданчики; 5 – залізобетонні майданчики.

Діаметр серединної поверхні циліндричних опор приймається рівним 5...7 метрів або $(0,15...0,25)H$, висоти опори. Дуже рідко (при об'ємах резервуарів $100...300\text{ м}^3$) $D < 5\text{ м}$ або $D \approx (0,07...0,12)H$. Дотримання вказаних співвідношень між D і H виключає необхідність виконання попереднього напруження опор. Стінки опор у вигляді оболонок із монолітного залізобетону проектують постійної товщини із умов зручності їх виготовлення. Товщину стінок $\delta_{ст}$ приймають рівною 150 мм. При більших об'ємах резервуару ($V \geq 1000\text{ м}^3$) і відносно невеликому діаметрі опори башти ($D < 5\text{ м}$) $\delta_{ст} = 200...250\text{ мм}$. При досить великих резервуарах ($V = 3000...4000\text{ м}^3$) які встановлюються на баштах з опорами $D \leq 6\text{ м}$, $\delta_{ст} = 400...600\text{ мм}$. Монолітні опори башт у вигляді оболонок виконуються із бетону не нижче класу В15 і армуються арматурою класу А400.

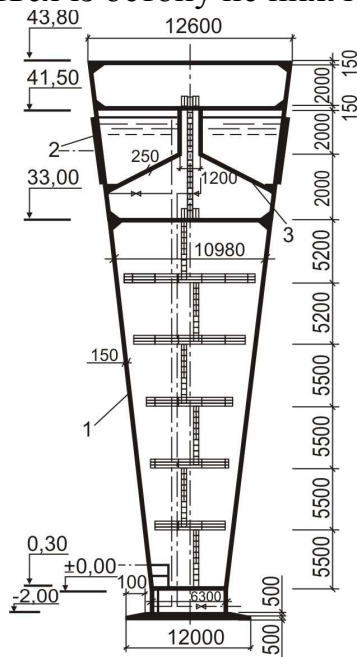


Рис. 7.10 Водонапірна башта конічної форми:

1 – опора; 2 – резервуар; 3 – конічне днище резервуару; 4 – фундамент

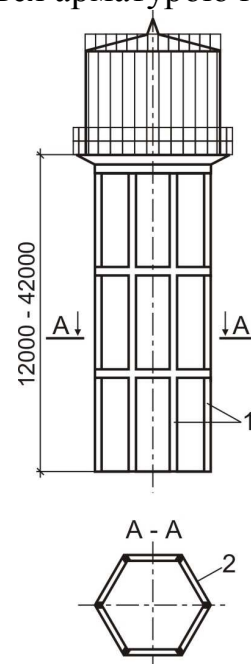


Рис. 7.11 Водонапірна башта з опорою рамної конструкції:

1 – стійка рами; 2 – ригель рами

Опори башт у вигляді стержньових систем можуть бути типу просторової рами (рис. 7.11) або просторової сітчастої конструкції (рис. 7.12). До складу рамної конструкції входять вертикальні (рідше, похилі) стійки. Мінімальне число стійок в рамі три. Ригелі розташовуються по висоті опори на відстані приблизно 5 м і жорстко з'єднуються із стійками.

В окремих випадках, наприклад при могутніх стійках, ригелі можуть бути відсутніми. Перерізи стійок і ригелів прямокутні. Розміри перерізу стійок призначаються в залежності від об'єму резервуару, висоти опори, числа стійок в рамі і відстані між ними в плані. Опори рамного типу досить просто можуть бути вирішені в збірному залізобетоні, при цьому стики всіх збірних елементів повинні проектуватися жорсткими.

Опори у вигляді просторових сітчастих конструкцій є стержньовими системами, в яких вузли з'єднання лінійних елементів, а іноді і самі елементи вписані в циліндричну, конічну або гіперболічну поверхню обертання. Опори цього типу, як і рами, доцільно виконувати із збірного залізобетону. На рис. 7.12 показана водонапірна башта сітчастої конструкції з трикутними решітками, вузли яких вписані в циліндричну поверхню обертання. Місткість металевого резервуару, що встановлюється на башті, 800 м^3 . Опора башти – із збірного залізобетону при двох типорозмірах монтажних елементів: ромбічної панелі завдовжки 9780мм, масою 3,5т і поясного елемента. Монтажні елементи ромбічного контура збираються з окремих прямолінійних стержнів. Проектний клас бетону всіх збірних елементів опорної башти і бетону замонолічування вузлів В25. Опори башти можуть мати висоту 10, 20, 30м. Опора заввишки 30м збирається з 33 поясних елементів і 33 ромбічних панелей, які встановлюються в три яруси. Елементи 11 ромбічних панелей нижнього ярусу при висоті опори 30м запроектовані з посиленням армуванням в порівнянні з елементами панелей двох верхніх ярусів.

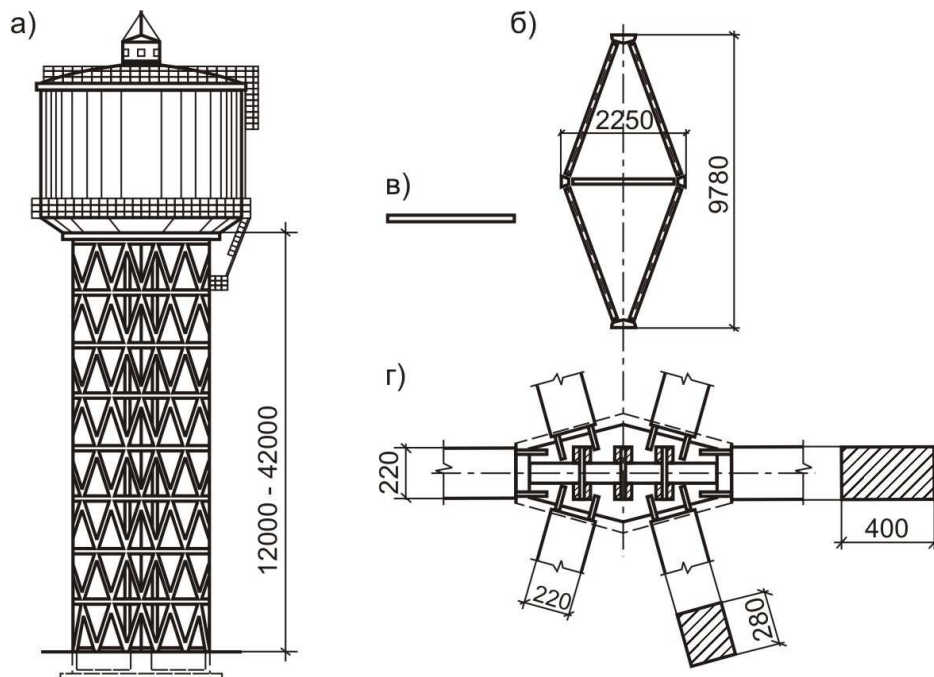


Рис. 7.12 Водонапірна башта з опорою просторової сітчастої конструкції:
а – загальний вигляд башти; б – ромбічна панель; в – поясний елемент; г – вузол з'єднання збірних елементів; 1 – монтажна зварка; 2 – межа бетону замонолічування

7.4 Фундаменти водонапірних башт

Конструктивні рішення фундаментів водонапірних башт залежать від таких параметрів: об'єму резервуару, висоти опорної частини, властивостей основи. Найбільш поширеними типами фундаментів водонапірних башт є монолітні фундаменти у вигляді суцільних круглих і кільцевих плит з підвищеною частиною.

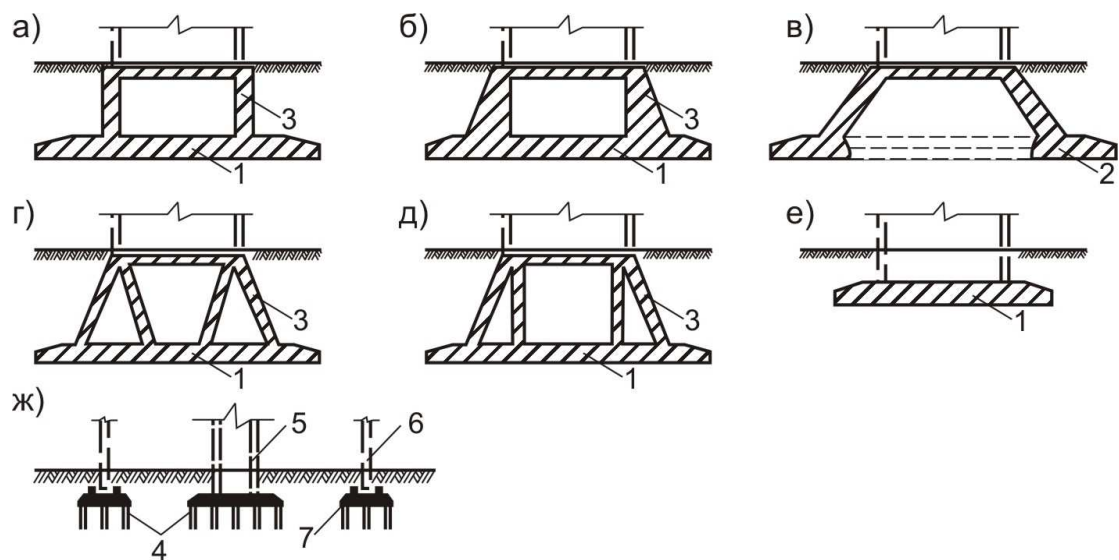


Рис. 7.13 Різновидності фундаментів водонапірних башт:

1 – суцільна фундаментна плита; 2 – кільцева фундаментна плита; 3 – підвищена частина фундаменту; 4 – палі; 5 – центральна опора; 6 – стійки по периметру башти; 7 – окремі фундаменти.

Підвищена частина фундаменту жорстко з'єднується безпосередньо з опорою башти і проектується найчастіше у вигляді циліндричної стінки постійної або змінної товщини. При великій висоті споруди і слабких ґрунтах зовнішній діаметр фундаментної плити може значно перевищувати діаметр нижнього перерізу опори башти. В цьому випадку підвищена частина може бути вирішена у вигляді однієї (рис. 7.13, в) або двох (рис. 7.13, г) конічних оболонок. У опорах змішаної конструкції, що мають значні розміри в плані, можуть влаштовуватися роздільні фундаменти під різні частини опори (рис. 7.13, ж). При слабких ґрунтах можливо застосування пальових фундаментів.

7.5 Розрахунок водонапірних башт

Розрахунок водонапірних башт складається з розрахунку резервуара, розрахунку елементів шатра (для шатрових башт), розрахунку опори і фундаменту.

Розрахунок і конструювання залізобетонних резервуарів водонапірних башт практично не відрізняється від розрахунку і конструювання наземних і підземних резервуарів.

При розрахунку резервуарів враховуються наступні навантаження і впливи: постійні – вага елементів резервуара, вага утеплювача, вплив попереднього напруження; тимчасові тривалі: тиск рідини; короточасні: січне і вітрове навантаження (при відсутності шатра), а також в необхідних випадках сейсмічні впливи.

При розрахунку резервуарів водонапірних башт необхідно розглядати такі основні сполучення навантажень: перше – всі постійні, тиск рідини і снігове навантаження; друге – всі постійні і вітрове навантаження (випадок незаповненого резервуару).

При визначенні зусиль в елементах резервуару необхідно враховувати характер з'єднання його з конструкціями опори башти (рис. 7.14).

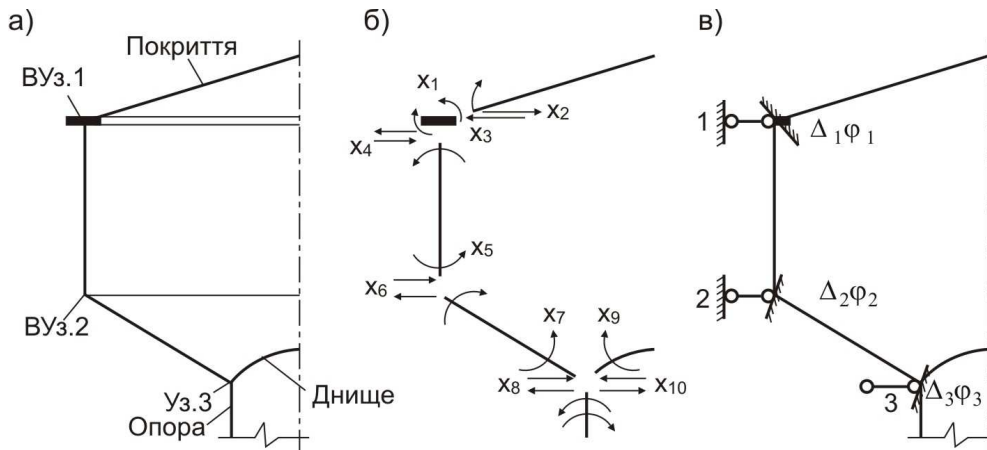


Рис. 7.14 До розрахунку резервуару водонапірної башти
а – розрахункова схема; б – основна система метода сил; в – основна система метода переміщень.

Якщо стінки резервуару мають обрис гіперболічної поверхні обертання, то в розрахунковій схемі вони можуть бути замінені вписаними конічними оболонками, жорстко зв'язаними по лініях контактів (рис. 7.15). Статичний розрахунок оболонок обертання, заміненіх вписаними конічними оболонками, виконується відповідно до вказівок керівництва.

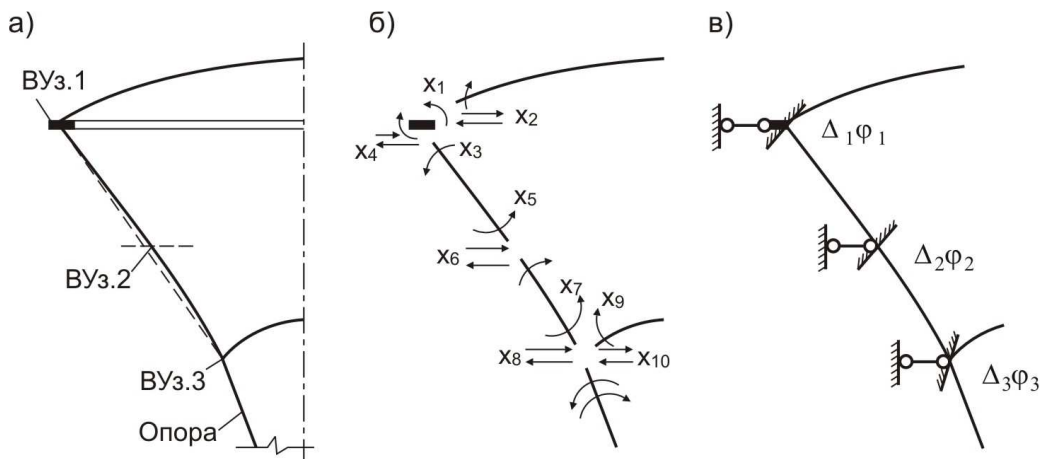


Рис. 7.15 До розрахунку резервуару водонапірної башти з обрисом гіперболічної поверхні обертання
а – розрахункова схема; б – основна система метода сил; в – основна система метода переміщень

Опора і фундамент водонапірної башти розраховуються на дію вертикальних навантажень від ваги частин споруди (з урахуванням утеплювача, драбин, майданчиків і ін.), ваги рідини, снігу і горизонтального вітрового навантаження. Визначаючи розрахункові значення від вітрового навантаження, необхідно враховувати динамічну дію пульсацій швидкісного натиску, викликаних поривами вітру. При цьому період власних коливань

башти (Т) допускається визначати, розглядаючи рідину, що знаходиться в резервуарі, як тверде тіло. Період власних коливань водонапірної башти може бути підрахований по наближеній формулі:

$$T = 3,63 \sqrt{\frac{G_{np} \cdot Z_n^3}{E_g \cdot J \cdot g}} \quad (7.1)$$

$$G_{np} = \frac{1}{Z_n^3} (G_n \cdot Z_n^3 + G_{n-1} \cdot Z_{n-1}^3 + \dots + G_1 Z_1^3) \quad (7.2)$$

G_{np} - вага резервуару разом з рідиною (або без неї); $G_{n-1} \dots, G_1$ - вага окремих ділянок опори башти (з урахуванням ваги драбин, майданчиків і інших конструктивних деталей, розташованих в межах даної ділянки опори); Z_n, Z_{n-1}, Z_1 - відстані від верху фундаментної плити до точок прикладання відповідно вантажів G_n, G_{n-1}, G_1 ; $E_g I$ - згинальна жорсткість горизонтального перерізу опори; g - прискорення вільного падіння.

Суцільні опори в переважній більшості випадків можуть бути розраховані як позацентрово стиснуті вертикальні консольні стержні, закладені у фундаментах.

Моменти в нормальних перерізах консолі визначаються з урахуванням деформації її вісі від дії горизонтального навантаження і крену фундаменту (рис. 7.16, б) по формулі (7.3).

$$M = M_z - M_g \quad (7.3)$$

де M_z - момент від горизонтального навантаження; M_g - додатковий момент від вертикальних навантажень внаслідок відхилення осі стержня від вертикалі.

Для перерізу віддаленого від відстані Z_k від верху фундаменту (рис. 7.16,б):

$$M_g = \sum_k^n G_i (f_i - f_k) \quad (7.4)$$

де G_i - всі вертикальні навантаження, розташовані вище даного перерізу.

$f_i = f_{i1} + f_{i2}$ і $f_k = f_{k1} + f_{k2}$ - повні відхилення осі опори від вертикалі відповідно на відстані Z_i і Z_k від верху фундаменту, обумовлені креном фундаменту (f_{i1} і f_{k1}) і дією горизонтального навантаження (f_{i2} і f_{k2});

$$f_{i1} = (Z_i + h_\phi) \operatorname{tg} \theta; f_{k1} = (Z_k + h_\phi) \operatorname{tg} \theta \quad (7.5)$$

При розрахунку моментів приймають гранично допустиме значення крену фундаменту, чому відповідає $\operatorname{tg} \theta = 0,004$.

За знайденими значеннями N і M виконують розрахунок позацентрово стиснутих горизонтальних перерізів опори, найбільш небезпечними з яких виявляються перерізи розташовані на рівні верху фундаментів.

У опорах – оболонках від дії горизонтальних навантажень, зокрема вітрових, в повздовжніх перерізах виникають згинаючі моменти, нормальні і поперечні зусилля. У опорах циліндричної форми вони можуть бути знайдені в першому наближенні з розрахунку пружних кілець заввишки 1м, вирізаних двома горизонтальними перерізами з опори, що знаходяться в рівновазі під

дією зовнішнього горизонтального навантаження, що діє на башту на рівні розташування даного кільця і внутрішніх дотичних зусиль, прикладених в кільцевих перерізах. Розрахункова схема кільця показана на рис. 7.17, а, епюра моментів – на рис. 7.17, б.

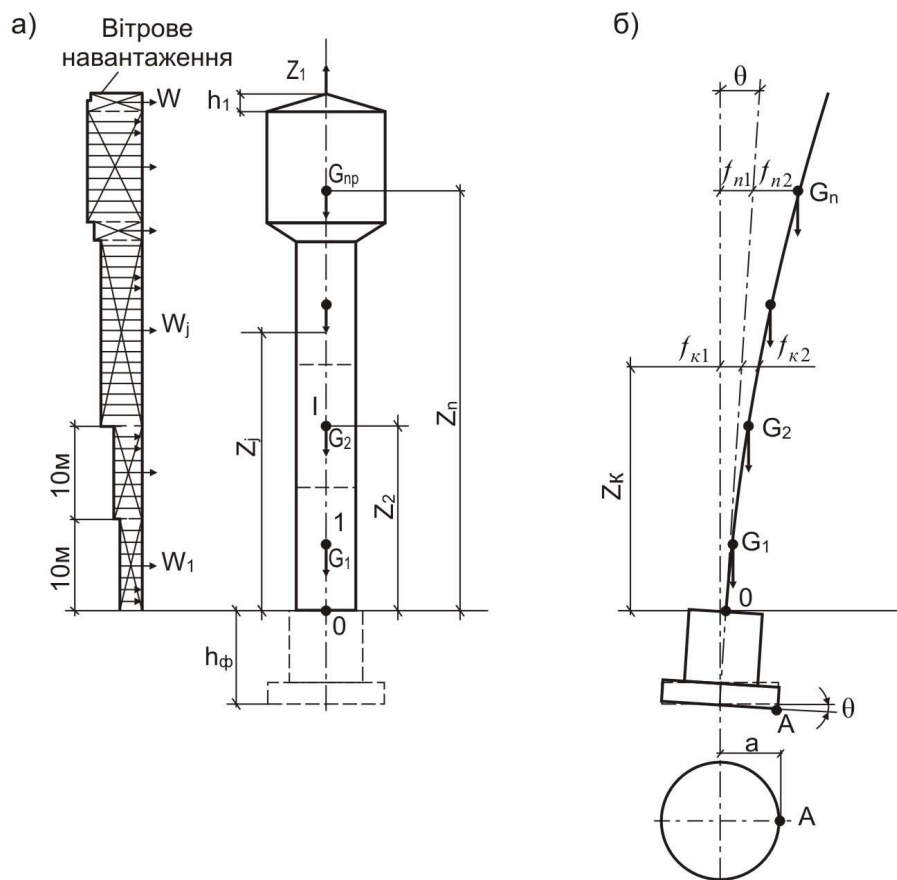


Рис. 7.16. До розрахунку водонепірної башти
а – розрахункова схема; б – деформації вісі башти від дії горизонтальних навантажень і крена фундаменту

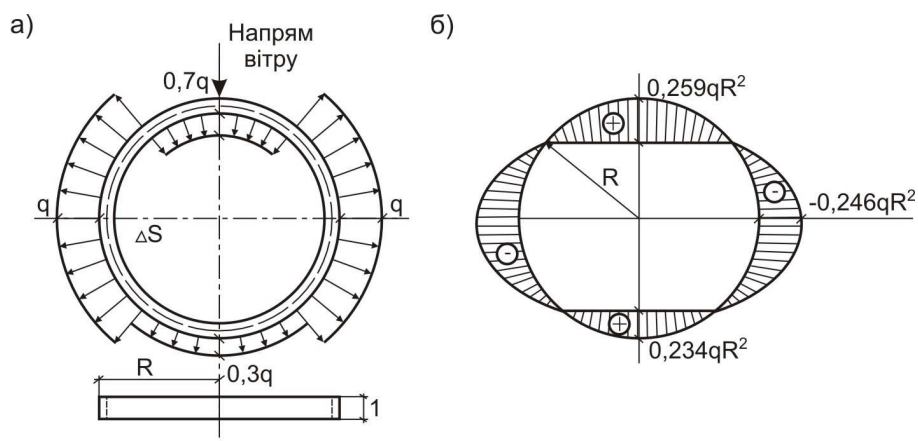


Рис. 7.17 До розрахунку вертикальних перерізів циліндричної опори
а – розрахункова схема кільця; б – епюра моментів; q – розрахункове вітрове навантаження на $1m^2$ поверхні оболонки; ΔS – приріст дотичних зусиль в межах висоти кільця

Лекція №8: Проектування залізобетонних конструкцій бункерів

8.1 Класифікація та область застосування залізобетонних бункерів

Бункериявляють собою розташовані на опорах призматичні або циліндричні ємкості (рис. 8.1, *а, б*), які призначені для зберігання сипучих матеріалів, можуть саморозвантажуватися та за розмірами відповідають умові $h \leq 1.5b (b > a)$.

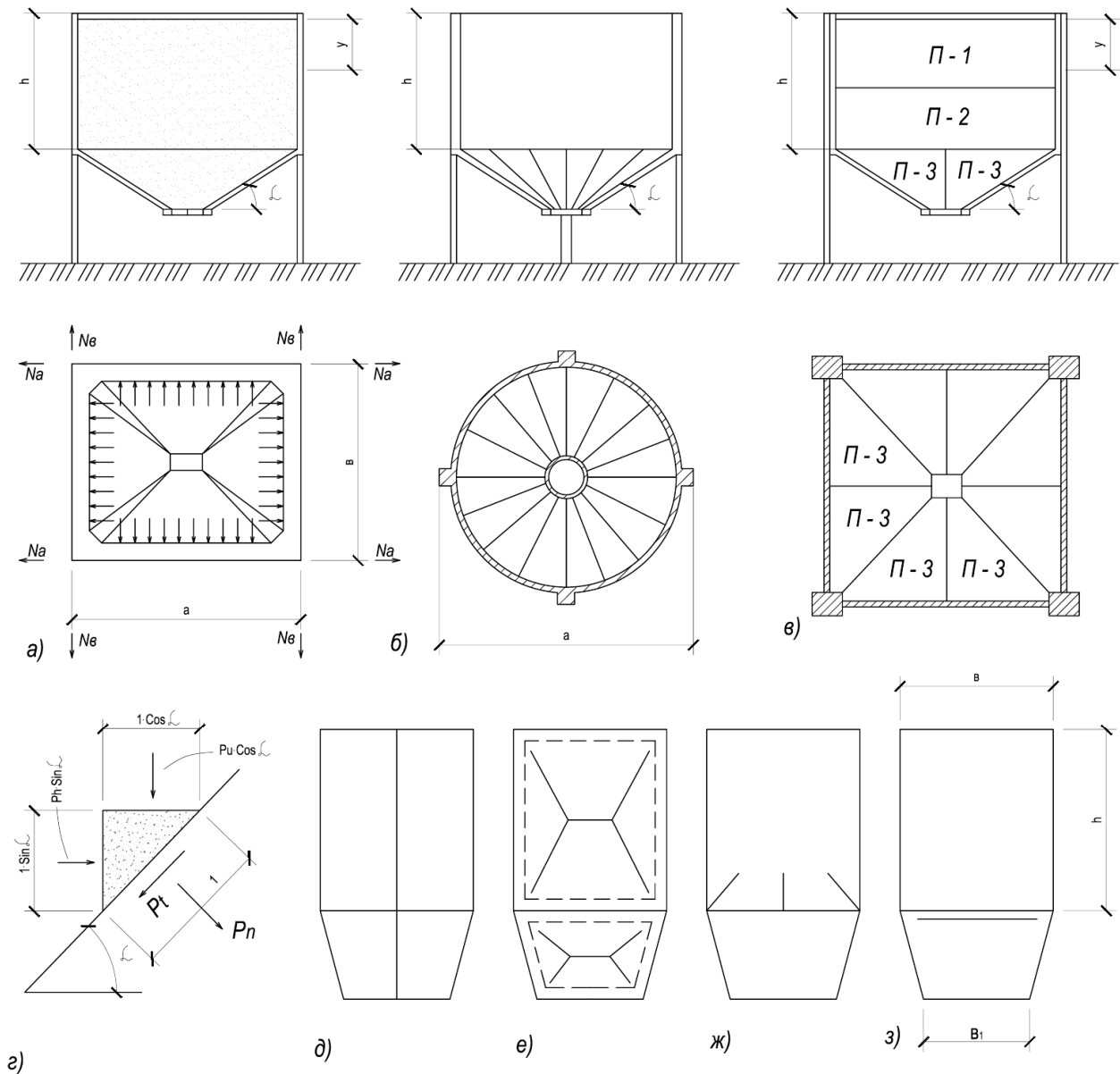


Рис. 8.1 Конструкції бункерів і розрахункові схеми їх елементів:
а – призматичний монолітний бункер; *б* – циліндричний монолітний бункер;
в – збірний бункер; *г* – схема зусиль від тиску матеріалу на стінку воронки;
д... з – схеми руйнування стінок.

Саморозвантаження бункерів здійснюється знизу за рахунок

самопливного висипання сипучих матеріалів через отвори у лійкоподібних днищах. Завантажують бункери зверху. Кут нахилу стінок днища на $5... 10^\circ$ більший природного схилу сипучого матеріалу. В бункерах зберігають цемент, пісок, щебінь, руду, вугілля і т.п.

За способом виготовлення бункери поділяють на *монолітні* та *збірні*. Монолітні бункери набули великого поширення і можуть мати будь-яку форму у плані і місткість. Але вони мають значні недоліки - необхідність влаштовувати суцільну опалубку, складність армування та бетонування лійкоподібних днищ. Збірні бункери виконують із ребристих або суцільних прямокутних плит-панелей, а стінки днища - з трикутних або трапецієподібних (рис. 8.1, в) плит. Збірні елементи між собою з'єднуються за допомогою зварювання закладних сталевих деталей. Висота стінок призматичних бункерів приймається кратною 1,2 м. Внутрішня поверхня стінок днища покривається зносостійким матеріалом. При великій кількості бункерів їх об'єднують рядами, зверху яких влаштовують галерею із завантажувальним обладнанням, наприклад конвеєром.

8.2 Розрахунок бункерів

Розрахунок бункерів включає визначення величини тиску сипучого матеріалу на його стінки й обчислення згинальних моментів і поздовжніх зусиль, які виникають у стінках від дії цього тиску. Наявність тертя між стінками та матеріалом при розвантажуванні бункера в розрахунках не враховується, оскільки воно для неглибоких ємкостей незначне. Методика визначення тиску сипучого матеріалу на стінки бункера ґрунтується на передумовах теорії тиску сипучих матеріалів на площину, відповідно до якої на глибині y від поверхні матеріалу на кожну точку стінки (рис. 8.1. а) діють дві складові тиску - вертикальна та горизонтальна, розрахункові значення яких обчислюються відповідно за формулами:

$$p_v = \gamma_f \gamma y \quad (8.1)$$

$$p_h = p_v k = p_v \tan^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (8.2)$$

де $\gamma_f = 1,3$ - коефіцієнт надійності за навантаженням; γ - питома вага матеріалу; y - товщина шару матеріалу над даною точкою; φ - кут внутрішнього тертя матеріалу, звичайно приймається рівним куту його природного схилу.

Відповідно до (8.1) та (8.2) розрахункові значення нормального й дотичного тиску на будь-яку похилу площину з одиничними розмірами можна визначити за формулами:

$$p_n = p_v \cos^2 \alpha + p_h \sin^2 \alpha \quad (8.3)$$

$$p_t = (p_v - p_h) \sin \alpha \cos \alpha \quad (8.4)$$

Формули (8.3) та (8.4) використовують у розрахунках стінок днищ бункерів.

При завантаженні бункера за допомогою механізму, об'єм ковша якого

становить значну частину місткості бункера, значення тиску на стінки днища визначають із урахуванням коефіцієнта динамічності у межах 1,1. ..1,4 залежно від відношення об'єму ковша до об'єму бункера у межах 0,2...0,5.

Точний розрахунок бункерів слід виконувати як просторових систем. Але навіть у пружній стадії він складний. Тому в розрахунках бункерів, умови експлуатації яких допускають наявність в їх стінках тріщин, застосовують метод граничної рівноваги. Застосування цього методу ґрунтується на експериментальних даних, згідно з якими прямокутний бункер може руйнуватися за декількома схемами (рис. 8.1, д...з): унаслідок розриву стінок від внутрішнього горизонтального розпору; згину стінок із їх площини; згину стінок бункера у своїй площині; відриву днища. Розрахунок бункера на міцність повинен забезпечити неможливість його руйнування за будь-якою із наведених схем.

У розрахунках унаслідок розриву стінок значення горизонтального розпору, що припадає на одиницю висоти стінки, визначається за формулами:

$$N_a = p_h \cdot b / 2 \quad (8.5)$$

$$N_b = p_h \cdot a / 2 \quad (8.6)$$

в яких N_a , N_b - зусилля, які діють відповідно вздовж сторін a та b . Значення моментів, які виникають у стінках при їх згинанні із своєї площини, визначають залежно від співвідношення їх розмірів: при $h/b - 2,0...0,5$ стінки розраховують як плити, оперті по контуру, при $h/b < 0,5$ - як балкові плити, а при $h/b > 0,5$ - як замкнуті в горизонтальній площині рами. Зусилля, які виникають при можливому відриві днища від корпусу бункера, визначають від дії маси сипучого матеріалу в бункері та власної ваги днища.

Похили стінки днища бункерів розраховують як оперті по контуру плити залежно від їх форми. Розрахункова форма плит приймається залежно від співвідношення основ (рис. 8.1, з): при $b/b_1 \geq 4$ - плити розраховують як трикутні, а при $b/b_1 \leq 4$ - як трапецієподібні за таблицями.

За визначеними зусиллями обчислюють необхідну площу арматури як для позацентрово розтягнутих елементів.

8.3 Армування сітками монолітних бункерів

Армування стками монолітних бункерівздійснюють як позацентрово розтягнутих елементів окремими стержнями (рис. 8.1, а) або каркасами та сітками (рис. 8.2, з). У місцях сполучення стінок із внутрішньої сторони бункера виконують бути для поліпшення анкерування стержнів. Стержні похилих стінок днища для надійного анкерування заводять у вертикальні стінки бункера. Горизонтальні стержні заводять у поперечні стіни, а стержні, які проходять у ребрах бункерів, зварюють у каркас (рис. 8.2, б). Для армування окремими стержнями застосовують переважно сталь класу А 400С. Армування окремими стержнями може здійснюватись як з відгинами так і без них. У другому випадку арматурні роботи виконувати простіше, але це веде до

перевитрат металу.

Армування стінок днища та стінок призматичної частини бункерів здійснюють зварними сітками з двох сторін (рис. 8.2, в, г). Сітки виконують переважно із стержнів діаметром до 10 мм із сталі класу А 400С та А 500С. В кутах установлюють додаткові сітки з виконанням вутів. Додаткова арматура встановлюється також вздовж контура нижньої частини днища (рис. 8.2, в). Каркаси вертикальних стінок і сітки стінок днища з'єднують зварюванням за допомогою сталевих смуг, до яких приварюється кожний стержень сіток. По дві сітки також розташовують у стінках днища.

Збірні елементи бункерів армують сітками подібно до армування збірних плит-панелей резервуарів.

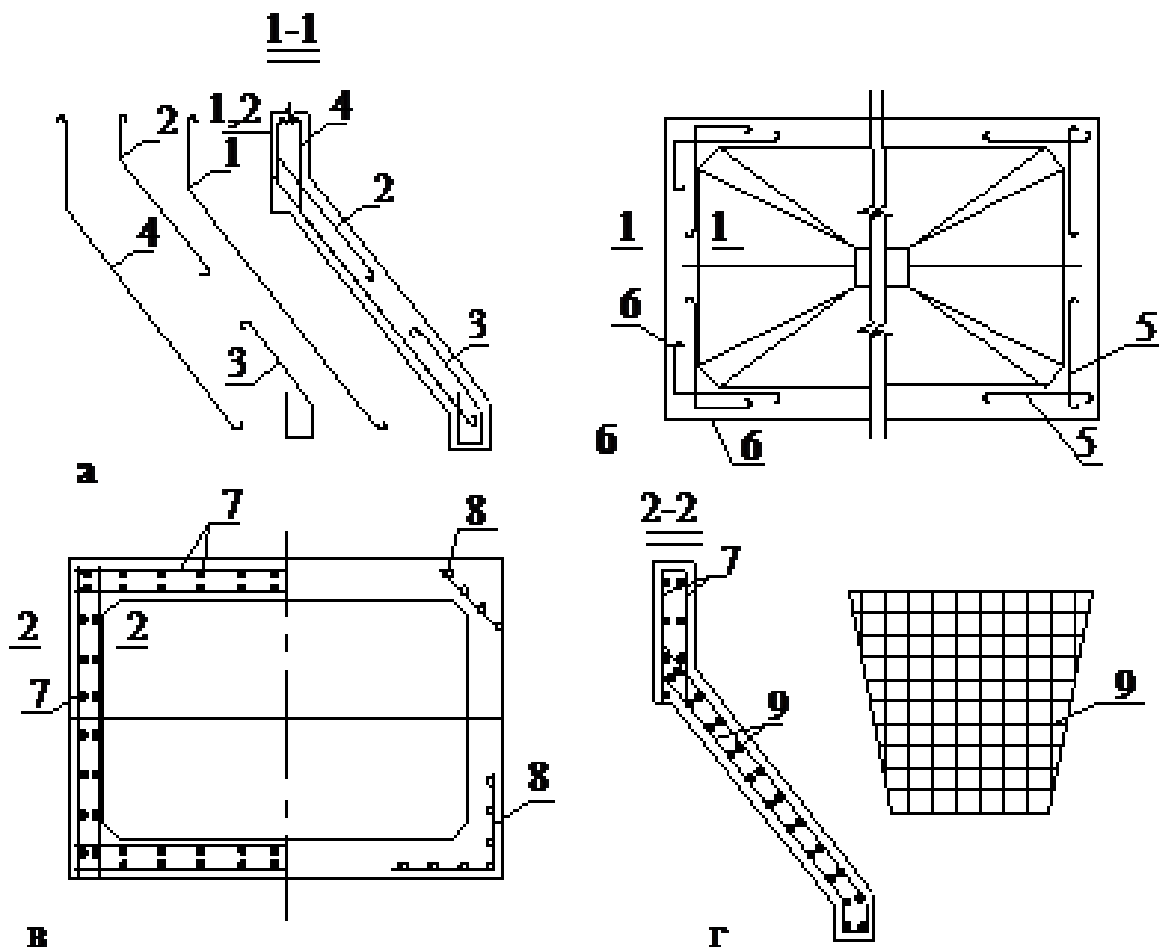


Рис. 8.2 Схеми армування бункерів:

- а – окремими стержнями; б – армування вузлів з'єднань стінок; в – армування зварними сітками вертикальних стінок бункера; г – армування зварними сітками стінки лійкоподібного днища;*
1...6 – номери стержнів; 7 – арматурні сітки; 8 – додаткова арматура у вузлах з'єднань стінок; 9 – арматурна сітка похилих стінок днища.

Лекція №9: Проектування залізобетонних конструкцій силосів

9.1 Загальні відомості про силоса

Силоси – це інженерні споруди у вигляді піднятих на опори призматичних або циліндричних ємкостей (рис. 9.1, а), які призначені для зберігання сипучих матеріалів, можуть саморозвантажуватися й за розмірами відповідають умові $h > 1.5\sqrt{A}$ де A - площа поперечного перерізу силоса в просвіті. Відповідно для круглих силосів приймають $h > 1.33d$, а для квадратного $h > 1.5d$ (d - діаметр кола, вписаного в квадратний переріз). У практиці проектування силосів за кордоном ця умова може бути іншою. Наприклад, у Америці до силосів відносять ємкості, коли $h \geq 2d$.

Силоси застосовують як у промисловості, так і сільському господарстві. В них можуть зберігатися: цемент, вугілля, сода, зерно, комбікорми, мука тощо.

За формою в плані силоси споруджують *круглі, багатогранні, шестигранні, прямокутні, квадратні* (рис. 9.1, б, в). Найбільш оптимальними за витратами матеріалів та вартістю є циліндричні силоси діаметром 6 м. У деяких випадках застосовують циліндричні силоси з більшими діаметрами (12 м і більше) із попередньо напруженою арматурою. В силосах прямокутних та квадратних у плані розміри сторін приймають у межах 3...4 м. Збільшення вказаних розмірів не рекомендується, бо це призводить до виникнення значних згинальних моментів і, як наслідок цього, значного збільшення товщини стінок.

За способом виготовлення силоси бувають монолітними та збірними.

Монолітні силоси залежно від форми у плані зводять із стінками товщиною 150...240 мм за допомогою переставної опалубки. Мінімальна товщина стінки визначається умовами недопущення розривів у бетоні при переміщенні ковзної опалубки. Так, при діаметрі силосів 6 м товщину стінок приймають 160...180 мм, при діаметрі 12 м - 240 мм, для прямокутних - 150...160 мм. Основна перевага монолітних силосів - відсутність стиків, а основний недолік - складність виконання робіт. Для виконання робіт застосовується бетон класу не нижче В15 та арматура класу А-II у вигляді сіток.

Збірні силоси монтують із окремих елементів. Їх перевага - висока ступінь індустріалізації, а недолік - наявність швів, що веде до проникнення вологи.

Збірні призматичні силоси зводять із збірних гладких або ребристих елементів з товщиною стінок відповідно 100 та 60 мм (рис. 9.1, д). Клас бетону збірних елементів В25 та вищий. Висота ребер ребристих елементів - 150 мм.

Циліндричні збірні силоси при зведенні складають із суцільних кільцеподібних (у силосах з $d < 6$ м) або сегментних (у силосах з $d > 6$ м) елементів. Найширшого застосування набули силоси із сегментних елементів,

яких може бути 4, 6 або 8 на одне кільце. Сегментні елементи збирають у кільце на оцинкованих болтах або зварюванням. Збірні кільця великих діаметрів попередньо напружують.

Застосування типу силосу залежить від матеріалу, призначеного для зберігання. Так, для зерна проектують силоси діаметром 6 м, цукру-піску 18...24 м, цементу - 12. ..18 м.

Широкого розповсюдження набули прямокутні та квадратні в плані силоси, які складають із 3-х окремих елементів: плит, Г-подібних та просторових блоків (рис. 9.1, *г, д*). Об'ємні блоки виготовляють висотою 1,2 м. Така конструкція окремих елементів дозволяє надійно перев'язувати вертикальні шви і таким чином підвищувати тріщиностійкість та жорсткість стін силосів. Об'ємні блоки виготовляють ребристими і гладкими. Найзручніше застосовувати блоки з гладкими стінами, оскільки їх простіше виготовляти й експлуатаційні якості таких блоків відповідають вимогам зберігання будь-яких сипучих матеріалів.

Силоси споруджують одиночними або у вигляді корпусів з дворядним або багаторядним розташуванням силосів (рис. 9.1, *б, в*). При багаторядному розташуванні циліндричних силосів для зберігання матеріалів також використовується простір поміж ними.

Висота силосних корпусів, споруджених на звичайних ґрунтових основах, досягає 30 м, а на скелястих - до 42 м. Довжина корпусу силосів без виконання температурно-усадкових швів не повинна перебільшувати 45 м для циліндричних силосів і 42 м - для прямокутних.

9.2 Розрахунок силосів

Розрахунок силосів включає розрахунок стінок, днища, елементів завантажувальної галереї та покриття, балок, опор, фундаментів. Розрахунок елементів силосів, за винятком стінок, виконують аналогічно до відповідних розрахунків конструкцій промислових будівель.

У розрахунках силосів, на відміну від розрахунків бункерів, ураховують тертя сипучого матеріалу об стінку, яке може досягати настільки великих значень, що сипучий матеріал може зависати.

У вертикальному напрямкові розрахунок стінок циліндричних силосів виконують на дію поздовжнього зусилля N_l від ваги всіх вище розташованих конструкцій, тимчасових навантажень (сніг, вітер) та зусилля, яке виникає внаслідок тертя сипучого матеріалу об стінку. У горизонтальному напрямку враховують горизонтальний тиск сипучого матеріалу на стінку. У точних розрахунках беруть до уваги деформації усадки та повзучості бетону, а також

температурні впливи й особливі навантаження.

Нормативне значення горизонтального тиску p_h сипучого матеріалу на стінку силоса визначають за формулою Янсена (рис. 9.1):

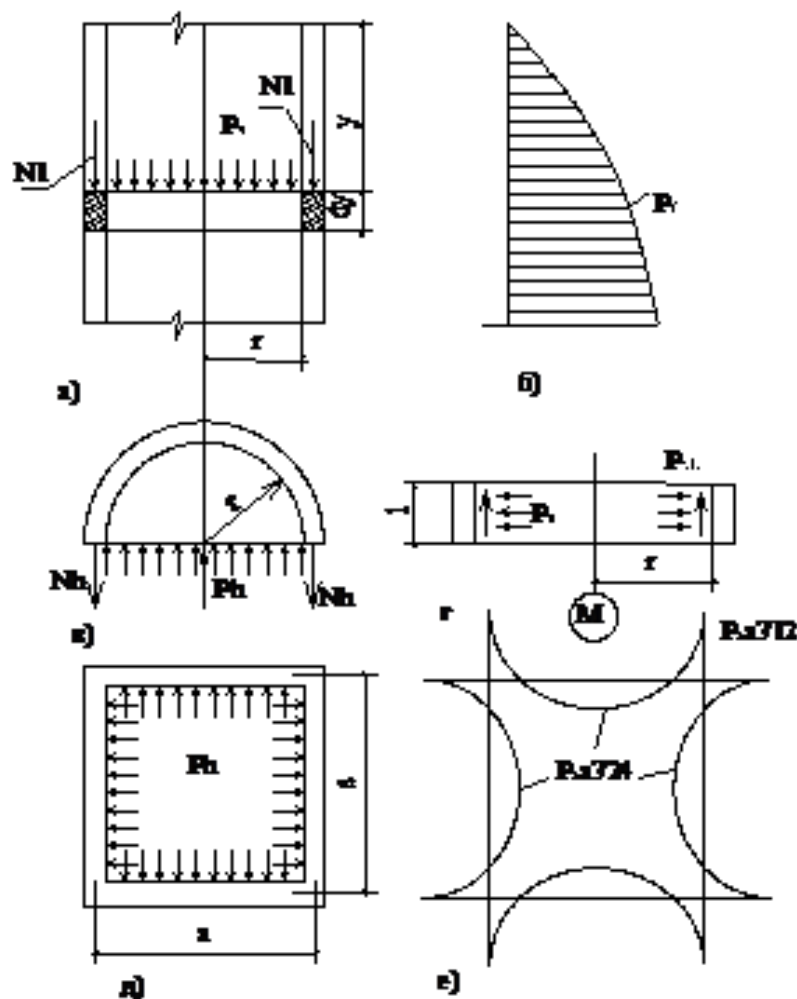


Рис. 9.1 Розрахункові схеми стінок силосів

а – фрагмент вертикального розрізу; б – еюра нормального тиску сипучого матеріалу; в – схема визначення кільцевого зусилля; г – схема внутрішнього тиску від сипучого матеріалу; д – розрахункова схема стін силоса, квадратного у плані; е – еюра згинальних моментів у стінці прямокутного у плані силоса

$$p_h = \frac{\gamma}{\mu} (1 - e^{-k\mu y / p}) \quad (9.1)$$

в якій γ – питома вага сипучого матеріалу; $p = A/u$ – гідравлічний радіус поперечного перерізу силоса; A – площа перерізу силоса; u – периметр перерізу силоса; μ – коефіцієнт тертя сипучого матеріалу об стінки силоса; y – відстань від поверхні сипучого матеріалу до даної точки.

Формулу (9.1) можна отримати із розгляду умови рівноваги

елементарного горизонтального шару сипучого матеріалу під дією тиску зверху і знизу, власної ваги матеріалу, сил його тертя об стінку силосу та реактивного горизонтального тиску по периметру розгляданого шару, який розглядається.

Вертикальний тиск, який передається на стінки силосу силами тертя об них сипучого матеріалу при $\gamma_f = 1$, (рис. 9.1, з)

$$p_{v\mu} = \mu p_h \quad (9.2)$$

У розрахунках вертикальний тиск на будь-якій глибині, і таким чином вертикальний тиск на стінки днищ силосів при $\gamma_f = 1$:

$$p_v = p_h / k \quad (9.3)$$

Нормативне значення складових тиску на похилі стінки днища силосів визначається за формулами (9.2) і (9.3) як для бункерів.

Розрахункове значення горизонтального кільцевого зусилля в стінках циліндричного силоса (рис. 9.1, в):

$$N_h = \frac{\gamma_f}{\gamma_c} a p_h r \quad (9.4)$$

а розрахункове значення вертикального стискувального зусилля на глибині у на 1 м горизонтального перерізу стінки:

$$N_v = \gamma_f p (\mathcal{W} - p_v) \quad (9.5)$$

У формулі (9.5) $\gamma_f = 1,3$ - коефіцієнт надійності за навантаженням для сипучих матеріалів, $\gamma_c > 1$ - коефіцієнт умов роботи; a – емпіричний коефіцієнт, який ураховує збільшення тиску при завантаженні і розвантаженні матеріалу, а також під час його обвалення – значення його можна прийняти за довідковою літературою. За величиною зусилля N_h визначають площу поперечного перерізу кільцевої арматури на 1 м висоти силоса з умови розрахунку на міцність:

$$A_s = N_h / R_s \quad (9.6)$$

За величиною зусилля N_I , яке складається із зусилля N_v (див. рис. 9.1), зусилля від ваги усіх розташованих вище конструкцій із обладнанням та ваги снігу перевіряють міцність стін силосу в найбільш завантажених перерізах (біля днища). При цьому коефіцієнт умов роботи бетону $\gamma_b = 0.75$ для збірних елементів, що виготовлені у вертикальному положенні, та стін силосів, що бетонуються у ковзній опалубці.

Квадратні в плані силоси з розміром сторони a розраховують у рівні кожного яруса як замкнуту раму (рис. 9.1, д), на яку діє внутрішній горизонтальний тиск p_h , що визначається за формулою (9.3). Горизонтальне

зусилля в такій рамі :

$$N = p_h a / 2 \quad (9.7)$$

а згинальні опорний і прольотний моменти відповідно дорівнюють :

$$M_{\text{sup}} = p_h a^2 / 12 \quad (9.8)$$

$$M_1 = p_h a^2 / 24 \quad (9.9)$$

За формулами (9.1)...(9.9) визначають площу поперечного перерізу горизонтальної робочої арматури із умови міцності стінки як для позацентрово розтягнутого елемента.

Стінки силосів розраховують на розкриття і закриття тріщин на дію нормативних значень навантажень ($\gamma_f = 1$). При цьому виходять із умови, що до стінок ставлять вимоги третьої категорії тріщиностійкості при обмеженні їхньої проникності. А для забезпечення умови збереження арматури – ставлять вимоги третьої чи другої категорії тріщиностійкості залежно від виду та діаметра арматури.

Розрахунок на утворення тріщин у стінах круглих силосів виконують як для центрально розтягнутих елементів, а в стінках прямокутних силосів – як позацентрово розтягнутих.

Стінки прямокутних силосів перевіряють на граничний прогин:

$$f \leq l / 200 \quad (9.10)$$

У всіх розрахунках коефіцієнт $\gamma_n = 0.95$.

Оскільки стінки силосів зазнають циклічних навантажень, то їх у круглих силосах діаметром до 12 м включно і прямокутних силосах розраховують на витривалість, приймаючи коефіцієнт асиметрії циклу $p_x = p_y = 0,7$ для ненапруженої арматури $p_s = 0,85$ - для напруженої арматури.

9.3 Армування стінок монолітних циліндричних силосів

Армування стінок монолітних циліндричних силосів здійснюють в'язаними сітками із стержневої арматури класу А 400С в горизонтальному напрямку та А 240С, А 400С — в вертикальному (рис. 9.2, а, б, в). Використання арматурних стержнів із сталі класу А 500С не допускається за умови розрахунків на розкриття тріщин у стінці.

Горизонтальна кільцева арматура стикується з перепуском у розбіг, при цьому на одній вертикалі не повинно бути розташовано більше 25% стиків. Окремо розташовані циліндричні силоси діаметром до 6 м, а також внутрішні елементи (банки) силосних корпусів армують одиночною арматурою (рис. 9.2,

б). У стінках зовнішніх силосів корпусів на $2/3$ їх висоти від низу застосовують подвійне армування (рис. 9.2, а), а у верхній частині - одиночне. Вертикальні арматурні стержні приймають діаметром не менше 10 мм, а для силосів діаметром понад 12 м - не менше ніж 12 мм. Ці стержні встановлюють із кроком 300...350 мм у стінках зовнішніх силосів і 400...500 мм - внутрішніх. Стикування вертикальних стержнів із сталі класу А 400С здійснюють із напуском один на один довжиною $35d$, а для стержнів із сталі класу А 240С - на $50d$. Площа вертикальних стержнів повинна складати не менше ніж 0,4% від перерізу бетону. Горизонтальні стержні розташовують із кроком 200...100 мм. Діаметр горизонтальних стержнів має бути не більше ніж 16 мм для силосів діаметром до 12 м та не більш як 20 мм для силосів діаметром 12 м і більше. Стикують горизонтальні стержні з перепуском, рівним $60d+200$ мм. Місця з'єднань сусідніх стінок силосів армують додатковими стержнями (рис. 9.2, в) з таким же діаметром та кроком, які прийняті для горизонтальної арматури.

Для попереднього обтиснення стінок монолітних силосів застосовують арматуру із сталі класів А 500С...А 700, канати К-7, а також пучки з дроту В-ІІ, Вр-ІІ. Довжина стержнів становить $1/4...1/8$ довжини кола силоса. Ці стержні розташовуються у каналах або зовні стінок. Натягування арматури здійснюють гідравлічними домкратами з наступним анкеруванням у спеціальних потовщеннях.

Монолітні прямокутні та квадратні в плані внутрішні силоси, які можуть зазнавати двостороннього стиску сипучих матеріалів, армують з обох сторін. При цьому горизонтальну пролітну арматуру стінок заводять за осьові стінки в перпендикулярному напрямку на $1/3...1/4$ прольоту, забезпечуючи тим самим сприймання на опорах моментів, які за величиною в 2 рази більші прольотних. Зовнішні стінки квадратних силосів у прольоті армують одиночною арматурою, а внутрішні — подвійною. В кутах силосів із внутрішньої сторони виконують вути й установлюють додаткову арматуру. Армування стінок днищ силосів виконують аналогічно до армування стінок днищ бункерів.

Збірні силоси зводять із збірних замкнутих елементів. Для їх виготовлення використовують бетон класу не нижче В25.

Суцільні збірні кільця діаметром 3 м для циліндричних силосів виготовляють із попередньо напруженої арматури.

Об'ємні ребристі блоки (рис. 9.1, д) армують так, як армують панелі покриттів промислових будівель: у стінках розташовують по одній арматурній сітці, а ребра армують плоскими зварними каркасами. Блоки з гладкими стінками армують двома плоскими сітками, встановлюючи у кутах додаткову арматуру із окремих стержнів.

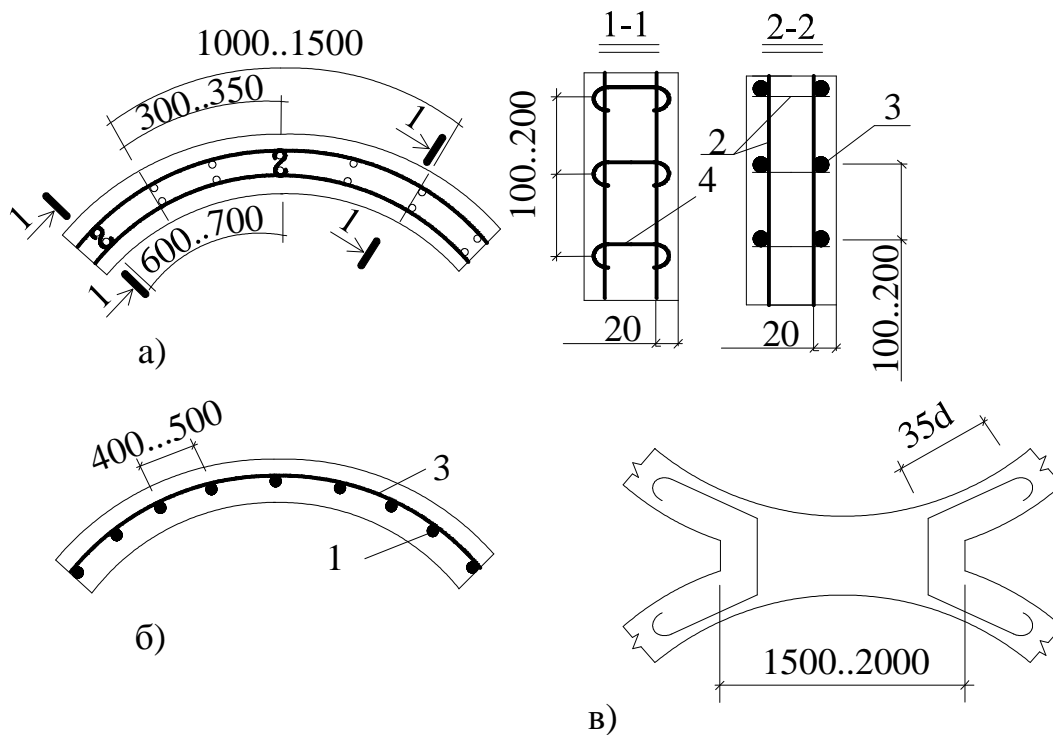


Рис. 9.2 Схема армування циліндричних монолітних силосів:
а – подвійне армування; б – одиночне армування; в – додаткове армування вузлів з'єднання силосів;
1 – вертикальна арматура; 2 – зварний каркас; 3 – горизонтальна кільцева арматура; 4 – шпильки.

Об'ємні блоки-кільця збірних силосів можуть бути виготовленими з попереднім напруженням арматури. Найчастіше для цього застосовується дріт із сталі класу В-II. Напруження утворюють за рахунок намотування дроту навивальними машинами.

Усі збірні елементи призматичних та циліндричних силосів між собою з'єднують оцинкованими болтами (рис. 9.1).

Лекція №10: Проектування підпірних стін. Проектування підземних каналів і тунелів

10.1 Конструювання підпірних стінок

Підпірні стіни – це інженерні споруди, які призначені для втримання в проектному положенні ґрунту або інших сипучих матеріалів. Їх використовують при будівництві на крутих схилах, каналів, гідровузлів, зерно- та картоплесховищ, складів мінеральних добрив.

За способом спорудження підпірні стіни бувають *монолітними, збірними та збірно-монолітними*, а за конструктивним вирішенням поділяються на

масивні (гравітаційні) і тонкі.

Масивні підпірні стіни виконують із бетону, слабо армованого залізобетону, бутобетону або з кам'яної кладки, тонкі - із залізобетонних тонкостінних конструкцій. У даний час підпірні стіни найчастіше споруджують із залізобетону.

Залізобетонні підпірні стіни поділяються на кутові; анкерні; контрфорсні; шпунтові; арочні; ряжеві, стіни із розвантажувальними площадками (рис. 10.1) та інші. Найраціональнішою формою є кутова.

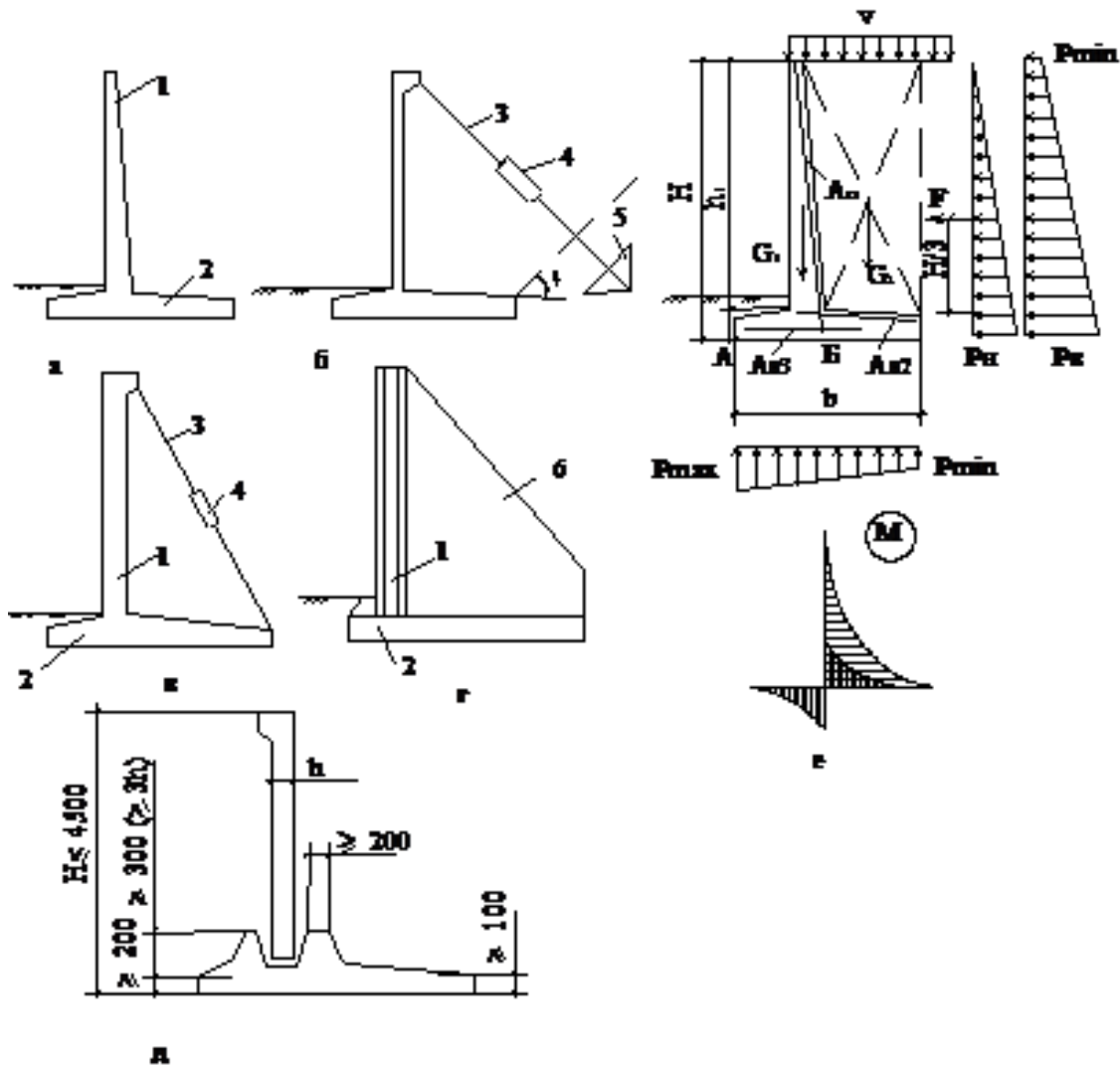


Рис.10.1 Конструкції залізобетонних підпірних стін:

а – кущоподібна; б – анкерна; в, г – тяжами; г, з – контрфорсами; д – із збірних залізобетонних елементів; е – розрахункова схема та схема армування;
1 – стінка; 2 – фундаментна плита; 3 – тяж; 4 – муфта; 5 – анкер;
б – контрфорсна плита

Кутові підпірні стіни складаються із вертикальної і горизонтальної (фундаментної) плити і бувають масивні та тонкі. Тонкі кутові стіни застосовують висотою не більше ніж 5 м, а масивні - при висоті до 30-40 м. При

висоті більшій ніж 5 м, економічніше застосовувати підпірні стіни з ребрами (контрфорсні) або з тяжами (анкерні). Ці стіни виконують як монолітними, так і збірними (рис. 10.1, а, б, в, г, д). Ширина їх фундаментної опорної плити $b=(0,5..0,9)H$, товщина вертикальної плити складає $(1/8..1/15)H$ (рис. 10.1, е, д).

Анкерні підпірні стіни бувають двох типів: з тяжами, які закріплюють до спеціально влаштованих фундаментів (анкерів), розташованих за межами призми зсуву ґрунту (рис. 10.1, б), або закріплених до фундаментної плити стіни (рис. 10.1, в). Натягування тяжів здійснюють муфтами.

Контрфорсні підпірні стіни тиск сипучих матеріалів сприймають вертикальними плитами, які в свою чергу передають його на контрфорси, закріплені у фундаментних плитах подібно до консольних балок (рис. 10.1, г).

Масивні підпірні стіни протидіють тиску ґрунту за рахунок значної власної ваги, а залізобетонні тонкостінні - за рахунок дії ваги засипки ґрунту, що розташований на опорній нижній плиті, а також спеціальних анкерів, які втримують стіну від ковзання.

10.2 Розрахунок підпірних стін

Розрахунок підпірних стін включає перевірку значень тиску на ґрунт під подошвою фундаментної плити, перевірку стійкості у експлуатаційному положенні, розрахунок міцності та тріщиностійкості окремих елементів.

Розрахунок кутових підпірних стін (рис. 10.1, г) виконують на дію бічного тиску ґрунту F , навантаження від власної ваги стіни GI ; й ґрунту на уступах її фундаменту $G2$, тимчасового навантаження v на поверхню ґрунту та стіни. Бічний тиск ґрунту у випадку відсутності тимчасового навантаження U має вигляд трикутної епюри (рис. 10.1, е). Її максимальна ордината на рівні низу стінки :

$$P_H = \gamma \cdot H \cdot tg^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (10.1)$$

де γ – питома вага ґрунту.

Рівнодійна від такого бічного тиску ґрунту на 1 м довжини стіни у горизонтальному напрямку.

$$F = 0.5\gamma \cdot H^2 \cdot tg^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (10.2)$$

і прикладена вона на глибині $2/3 h$ від верху ґрунту.

Якщо на поверхні ґрунту є тимчасове навантаження v , то його зводять до еквівалентного шару ґрунту висотою $h_v = v/\gamma$ і трикутну епюру бічного тиску ґрунту замінюють на епюру у вигляді трапеції з ординатою зверху :

$$p_t = \gamma \cdot h_v \cdot tg^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (10.3)$$

і знизу :

$$p_b = \gamma \cdot (h_v + H) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (10.4)$$

Значення рівнодійної бічного тиску ґрунту на 1 м довжини стіни у цьому випадку :

$$F = 0.5 \cdot \gamma \cdot H(H + 2h_v) \cdot \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (10.5)$$

Дія ваги ґрунту G_2 і тимчасового навантаження у на внутрішню опорну плиту фундаменту буде створювати рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю :

$$q = \gamma h_1 + v \quad (10.6)$$

а рівнодійна цього навантаження на 1 м довжини стіни :

$$G = q \cdot b_2 \cdot 1 \quad (10.7)$$

де b_2 - виліт внутрішньої плити фундаменту підпірної стіни; Із урахуванням (10.7) нормативне значення вертикального навантаження на рівні підшви фундаменту

$$N_n = G + G_1 \quad (10.8)$$

Вертикальне навантаження N_n та зусилля бічного тиску від ґрунту F викликають реактивний опір ґрунту p під підшовою фундаменту. Його максимальне p_{\max} та мінімальне p_{\min} значення:

$$p_{\min}^{\max} = \frac{N_n}{1 \cdot b} \pm \frac{6M}{1 \cdot b^2} \quad (10.9)$$

де M – нормативне значення згинального моменту усіх сил відносно точки Б - центру ваги фундаменту.

При цьому повинна виконуватись умова, щоб максимальний крайній тиск $p_{\max, n}$ від нормативного значення навантаження не перевищував 1,2 розрахункового значення опору ґрунту R , а середній тиск $p_{\min, n}$, на підшву фундаменту:

$$p_{\min} = N_n / A \leq R \quad (10.10)$$

де $p_{m, n}$ – середній тиск на підшву фундаменту; N_n – нормативне значення вертикального навантаження; A – площа підшви фундаментної плити; $A = b \cdot l$.

Відрив підшви фундаменту не допускається, тобто $p_{\min, n} \geq 0$.

Підпірну стіну перевіряють також на стійкість проти перекидання відносно точки А (рис. 10.1, е) та проковзування відповідно за умовами:

$$M_1 / M_2 > 1.5 \quad (10.1)$$

$$\sum G\mu / F > 1.3 \quad (10.12)$$

де M_1 – момент, який утримує стіну від перекидання, визначається з коефіцієнтом надійності за навантаженням $\gamma_f = 0,9$ без урахування тимчасових навантажень; M_2 – момент, який викликає перекидання стіни, визначають при $\gamma_f = 1$, залежно від виду завантаження; $\sum G$ – зусилля від усіх вертикальних навантажень на підпірну стіну, визначених при $\gamma_f = 0,9$; μ – коефіцієнт тертя бетону об ґрунт, приймається в межах 0,25...0,60.

Розрахунок міцності вертикальної плити підпірної стіни, яка знаходиться під впливом дії горизонтального тиску, здійснюють на максимальне значення згинального моменту M як для защемленої у фундаментній плиті консольної балки прямокутного поперечного перерізу шириною $b l = 1$ при згинанні. Розрахунок фундаментної плити складається з розрахунку окремих її частин: зовнішнього й внутрішнього виступів, які подібно до розрахунку вертикальної плити розглядаються також як консолі, затиснуті у вертикальній плиті. При цьому внутрішню консоль розглядають завантаженою реактивним тиском ґрунту знизу і тиском матеріалу засипки (ґрунту) зверху, а зовнішню – тільки завантаженою реактивним тиском ґрунту знизу (рис. 10.1, е). В обох випадках при визначенні навантажень власною вагою стіни нехтують. Реактивний тиск ґрунту визначають від розрахункових значень навантажень при $\gamma_f > 1$ за формулою (10.9). У результаті розрахунків елементів стіни на міцність визначають площу арматури A_{s1} , A_{s2} та A_{s3} , яку розташовують відповідно у вертикальній плиті, внутрішній та зовнішній консольних плитах фундаменту. Крім розрахунків на міцність перерізи плит тонких підпірних стін також розраховують на розкриття тріщин, а масивних – на утворення.

10.3 Армування підпірних стін

Армування підпірних стін здійснюють відповідно до вимог армування залізобетонних елементів, що зазнають згинання. Робочу арматуру стіни (A_{s1}), у вигляді вертикально установлених стержнів відповідно до епюри згинальних моментів (рис. 10.1, е), розташовують із боку дії тиску сипучого матеріалу. Цю арматуру надійно анкерують у фундаментній плиті. Розподільна арматура в стіні розташовується горизонтально. В зовнішній консолі плити фундаменту робочу арматуру (A_{s3}) розташовують знизу, а робочу арматуру внутрішньої консолі (A_{s2}) розташовують зверху. Робочі стержні A_{s2} та A_{s3} надійно анкерують за гранями вертикальної плити, а A_{s1} – у фундаментній плиті.

Для залізобетонних підпірних стін застосовують важкий бетон класу не менше ніж В12,5. Звичайно для монолітних стін це є бетон класу В15, а для збірних – В15 і В22,5. За ненапружену арматуру приймають переважно стержні класу А 400С і А 240С. Монолітні полегшені підпірні стіни армують окремими стержнями або зварними плоскими сітками та просторовими каркасами.

Частину вертикальних стержнів підпірної стіни при $H < 3$ м обривають відповідно до епюри моментів. При цьому 30% арматури A_{st} доводять до верху плити. Для вертикальних плит при $H > 3$ м і товщині плити більше ніж 200 мм застосовують подвійне армування.

Для армування підпірних стін застосовують робочі стержні діаметром 10 мм і більше. Відстань між ними приймають не більше ніж 200 мм при товщині стіни $H < 150$ мм і не більше ніж 1,5/г при $H > 150$ мм. Площу поперечного перерізу розподільної арматури приймають $0,1 A_s$, а крок - не більше ніж 500 мм.

У збірних кутових стінах можна вертикальні плити армувати стержнями класу А 400С, які розташовують з обох боків.

10.4 Загальні положення проектування підземних каналів і тунелів

Тунелем називається підземне закрите горизонтальне або похиле протяжне спорудження, призначене для розміщення комунікацій і встаткування із проходом для обслуговуючого персоналу або для проходів людей.

Каналом називається таке ж спорудження, призначене для прокладки комунікацій, але без проходів по ньому людей.

При проектуванні тунелів і каналів, призначених для будівництва в районах, що зазнають сейсмічних впливів, у районах поширення просадних ґрунтів, що й набухають, повинні враховуватися нормативні документи, відповідні до зазначених умов.

Розміщення тунелів і каналів на промислових підприємствах повинне прийматися відповідно до вимог глави ДБН на розробку генеральних планів промислових підприємств і глави ДБН по проектуванню теплових мереж.

Траси тунелів, каналів, колекторів, галерей і естакад повинні мати найменшу довжину й найменше число поворотів, а також перетинань із дорогами й іншими комунікаціями. Повороти трас, відгалуження, а також перетинання з дорогами й іншими комунікаціями слід, як правило, приймати під кутом 90° . За умовами генерального плану підприємства допускається в окремих випадках зменшувати кути перетинання із залізницями до 60° , з автомобільними дорогами, тунелями, каналами й колекторами до 45° , з кабельними естакадами й галереями до 30° .

Розміри транспортних і комунікаційних тунелів, галерей і естакад повинні прийматися відповідно до вимог технології. При цьому висота проходів у чистоті повинна бути не менше 1,8 м, а ширина в чистоті повинна прийматися не менш:

0,7 м – при розміщенні одного стрічкового транспортера, трубопроводів або при однобічному розташуванні кабелів;

1 м – при розміщенні декількох стрічкових транспортерів (між ними) або при двосторонньому розташуванні кабелів.

При глибині закладення конструкцій тунелів і каналів нижче подошов фундаментів поряд стоячих будинків і споруд (рис. 10.2) відстань a повинна

призначатися з дотриманням наступної умови:

$$\frac{\Delta H}{a} J \operatorname{tg} \psi \quad (10.13)$$

де ΔH – різниця відміток закладення фундаментів; a – найменша відстань по горизонталі між підшвами фундаменту будинку або спорудження й тунелю або каналу; ψ – кут зсуву.

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} j_1 + \frac{C_1}{r} \quad (10.14)$$

тут j_1, C_1 – розрахункові значення відповідно кута внутрішнього тертя й питомого зчеплення ґрунту, обумовлені згідно з вимогами ДБН;
 r – середній тиск на ґрунт під підшвою вище розташованого фундаменту від розрахункового навантаження, прийнятої з урахуванням коефіцієнтів перевантаження, відповідних до розрахунків основ по несучій здатності.

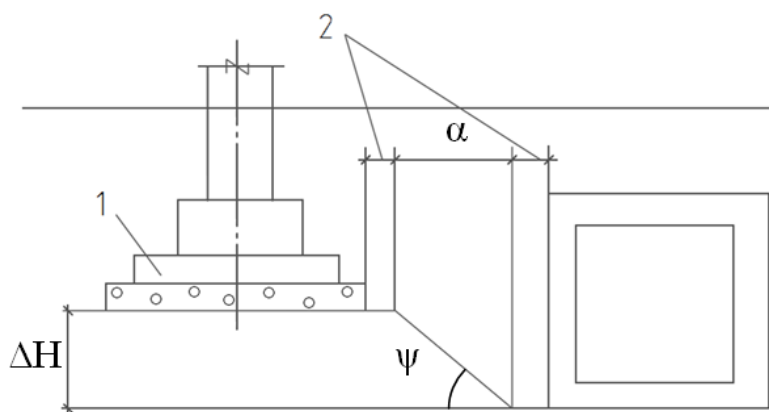


Рис. 10.2 Найменша відстань між підшвами фундаменту будинку або споруди й тунелю або каналу
 1 – фундамент будинку або споруди; 2 – тунель або канал

Якщо умова по формулі (10.13) не може бути виконана, то необхідно передбачати спеціальні заходи щодо запобігання можливого осідання й випирання ґрунту (влаштування шпунта, підбетонки й т.д.).

У проектах підвалів, тунелів, каналів, колекторів, підпірних стін і інших підземних споруджень повинні приводитися вказівки про необхідність засипання ґрунтом з ущільненням відповідно до вимог глави ДБН по виробництві й прийманню робіт земляних споруд.

10.5 Уніфікація внутрішніх розмірів

Тунелі й канали рекомендується проектувати одно-, двох- і трьохпролітними з дотриманням укрупнених модульних розмірів 300 і 600 мм. Допускається висоту каналів приймати 0,45 м.

Внутрішні розміри тунелів і каналів повинні задовольняти вимогам пп.

1.5 і 1.6 рекомендацій по проектуванню комунікаційних тунелів і каналів.

Однопрогонові й багатопрогонові тунелі й канали рекомендується призначати з однаковими розмірами поперечних перерізів. В окремих випадках по технологічних умовах допускається приймати різні, але уніфіковані розміри поперечних перерізів. При різних висотах середні прольоти рекомендується призначати більшої висоти для забезпечення стоку води з перекриття.

При розмірах у плані $5,4 \times 5,4$ м і більше для обпирання перекриття рекомендується передбачати колони, розташування яких повинне погоджуватися із трубопроводами й устаткуванням, розташованим у камері.

При примиканні тунелів і каналів до камер рекомендується приймати їхню прив'язку в плані по внутрішніх розмірах, кратних 300 мм.

10.6 Навантаження й основні розрахункові положення навантаження

При розрахунках конструкцій тунелів і каналів слід враховувати навантаження, що виникають при їхнім зведенні й експлуатації.

Тунелі, канали й колектори слід розраховувати з врахуванням горизонтальних і вертикальних навантажень від технологічного встаткування й трубопроводів, вертикального й горизонтального тиску ґрунту, гідростатичного тиску ґрунтових вод (колектори також повинні перевірятися на внутрішній тиск рідини або повітря при відсутності засипання ґрунту), навантаження від рухливого складу залізниць і транспортних одиниць автомобільних доріг, а також внутрішньоцехового транспорту (електро- і автотранспортувачі, електрокари).

Тунелі, канали й колектори, розташовані в будинках, повинні розраховуватися також на навантаження що передається на них від устаткування й від ваги складованого матеріалу (металу, рудних і нерудних матеріалів і т.д.).

Навантаження слід приймати відповідно до вимог розділу ДБН по навантаженнях і впливам і розділу ДБН по проектуванню мостів і труб.

Вертикальні й горизонтальні складові тиску ґрунту слід приймати з однаковими коефіцієнтами перевантаження (що збільшують або зменшують нормативні навантаження).

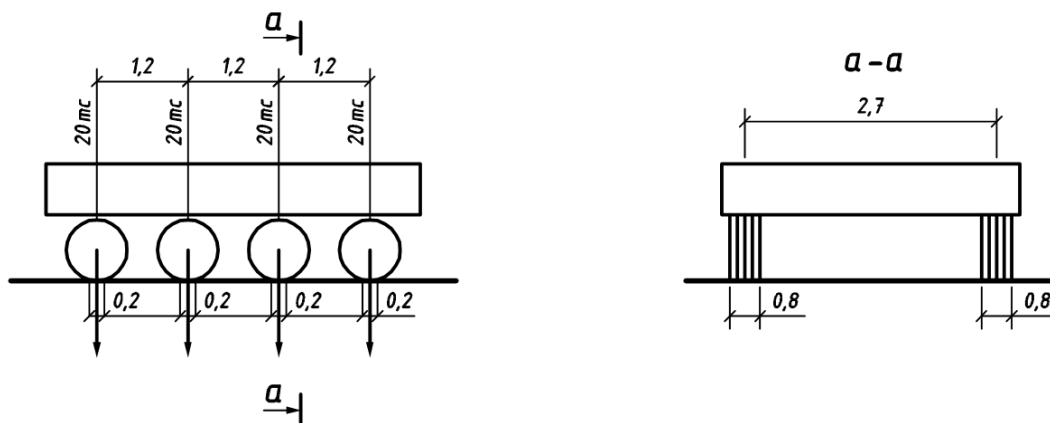
Тимчасове вертикальне рухоме навантаження при розрахунку тунелів, каналів і колекторів, розташованих під залізницями й автомобільними дорогами, повинна прийматися наступній:

а) нормативне навантаження від рухомого складу залізниць по класу СК при $K = 14$; допускається при відповідному обґрунтуванні зниження цього навантаження до $K = 10$;

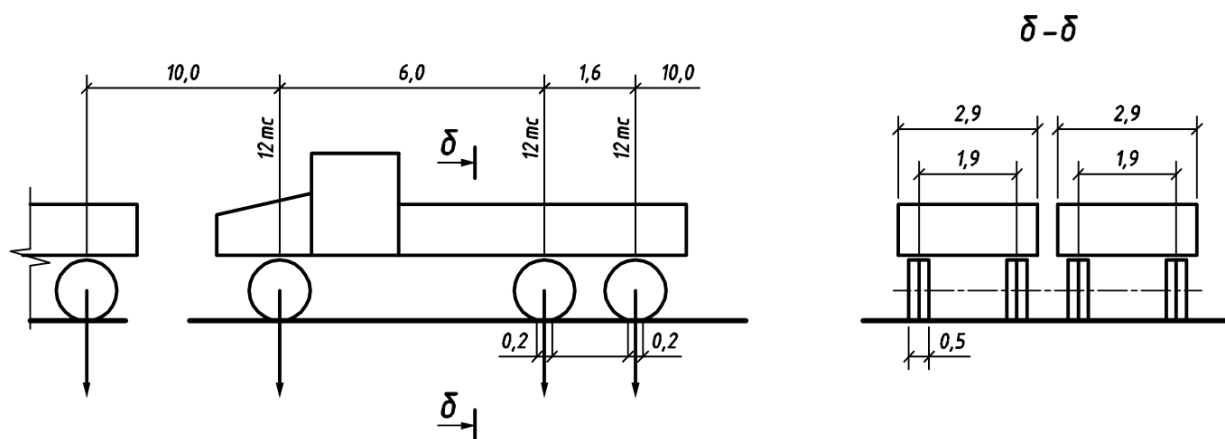
б) нормативне рухоме навантаження від транспортних одиниць автомобільних доріг – від однієї машини НК-80, з перевіркою на дві колони автомобілів Н-30.

При розташуванні тунелів, каналів і колекторів поза дорогами враховується нормативне навантаження Н-10 від однієї вантажівки вагою 10 тс.

HK-60



H-30



H-10

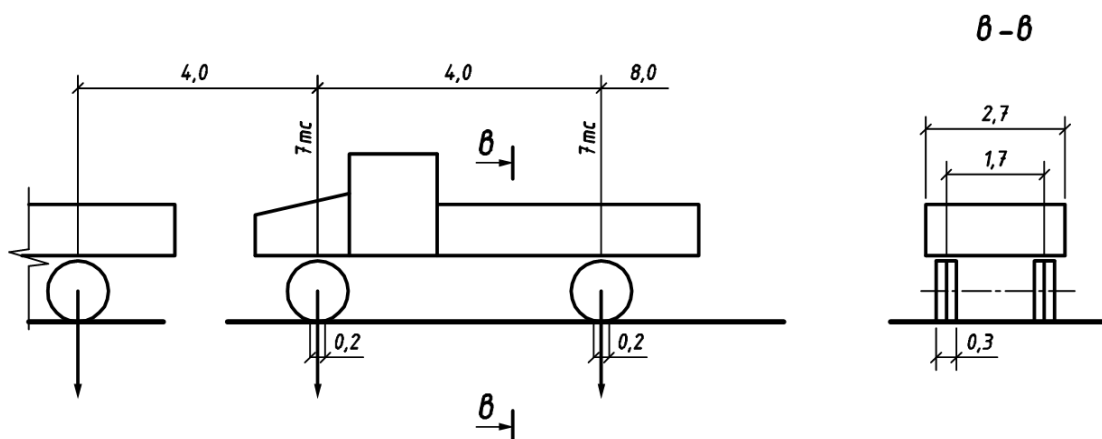


Рис. 10.3 Схеми нормативних навантажень від транспортних одиниць автомобільних доріг

Якщо вертикальні тимчасові навантаження (від чугуновозів, двохосьових автомобілів особливо великої вантажопідйомності із загальною вагою більш 50 тс або від складування матеріалів) перевищують зазначені в п. 4.4 ДБН, то розрахунки тунелів, каналів і колекторів повинні проводитися на більші

навантаження.

Схеми нормативних навантажень для автомобільних доріг НК-80, Н-30 і Н-10 слід приймати по рис. 10.3.

При визначенні розрахункових навантажень слід приймати коефіцієнти перевантаження по табл. 10.1, складеної відповідно до розділу ДБН по навантаженнях і впливам, а також відповідно до технічних умов проектування залізничних, автодорожніх і міських мостів і труб.

Таблиця 10.1 Коефіцієнти перенавантаження

Навантаження	Коефіцієнт перевантаження "
Постійні	
Власна вага конструкцій тунелів і каналів	1,1(0,9)
Тиск ґрунту в природному заляганні	1,1(0,9)
Тиск насипного ґрунту	1,2 (0,9)
Вага, що вирівнює, ізоляційного, захисного й інших шарів, а також дорожнього покриття проїзної частини й тротуарів	1,5 (0,9)
Вага полотна залізничних колій на баласті	1,3(0,9)
Гідростатичний тиск ґрунтових вод	1,1(0,8)
Тимчасові тривалі	
Навантаження від рухомого складу залізниць	1,3
Колісні або гусеничні навантаження	1,1
Навантаження від коліс автомобілів	1,4
Навантаження на рівні підлоги цеху від устаткування й складованих матеріалів	1,2
Вага заповнення трубопроводів:	
а) рідинами	1
б) суспензіями, шламами	1,1
Горизонтальні навантаження від трубопроводів:	
а) від внутрішнього тиску теплоносія в процесі експлуатації (неврівноважені сили внутрішнього тиску)	1,2
б) температурні технологічні впливи (сили тертя в рухливих опорах труб і в чепцевих компенсаторах і сили пружної деформації при гнучких компенсаторах і при самокомпенсації)	1,1
Короткочасні	
Навантаження від внутрішньцехового транспорту (електрокари, електронавантажувачі, автонавантажувачі та ін.)	1,2
Вага води в паропроводах при гідравлічному випробуванні	1

Примітки: 1. Значення коефіцієнтів перевантаження, зазначені в табл. 10.1 у дужках, повинні прийматися в тих випадках, коли зменшення навантаження викликає погіршення роботи конструкцій.

2. Колісні й гусеничні навантаження не враховуються при розрахунках на витривалість, тріщиностійкість і на спільний вплив силових факторів і несприятливих впливів зовнішнього середовища.

При розрахунку конструкцій тунелів і каналів на основні комбінації навантажень, що включають одну короткочасну, величина останньої повинна враховуватися без зниження, а при розрахунках на основні комбінації, що включають дві або більш короткочасні навантаження, розрахункові величини цих навантажень або відповідні їм зусилля повинні множитися на коефіцієнт 0,9.

Еквівалентне рівномірно розподілене вертикальне навантаження (розрахункове) на рівні верху тунелю або каналу від постійних і тимчасових (тривалих і короткочасних) рекомендується округляти, дотримуючи наступного ряду: 3, 5, 8, 11 (12), 15 тс/м². Еквівалентне навантаження 11 тс/м² рекомендується застосовувати до автодорожніх, а навантаження 12 тс/м² — до залізничних навантажень.

10.7 Методи розрахунків несучих конструкцій

Вертикальний тиск q , тс/м², на перекриття тунелів або каналів від постійних нормативних навантажень у випадку прокладки в траншеї (рис. 10.4) слід визначати по формулі

$$q = \delta \gamma_0^H + (h - \delta) \gamma_r^H \quad (10.15)$$

де δ — товщина дорожнього покриття, баластового шару або підлоги цеху, м; h — відстань від перекриття тунелю або каналу до верху дорожнього покриття, підосви шпал або до рівня чистої підлоги цеху або поверхні землі, м; γ_0^H — нормативна об'ємна вага дорожнього покриття, баласту або конструкцій підлоги цеху, тс/см³ (прил. 1).

Під залізницями необхідно враховувати об'ємну вагу щебеневого баласту із частинами верхньої будови колії; γ_r^H — нормативна об'ємна вага ґрунту, тс/м³.

У випадку прокладки тунелю або каналу в насипі при $h/B \geq 3$ величину вертикального тиску q слід збільшувати шляхом множення на коефіцієнт концентрацій k_H , прийнятий по табл. 10.1.

Примітки: 1. Засипання тунелю або каналу ґрунтом повине проводитися з ущільненням, відповідно до вимог розділу ДБН по виробництві й прийманню робіт земляних споруд.

Під тунелями й каналами прийнята щільна основа з пісків (крім пухких), суглинків і глин твердих і тугопластичних;

Табл. 10.1 складена на основі ДБН, додаток. 8, зі зниженням значень коефіцієнтів на 30%, згідно прим. 2.

Розподіл вертикального тиску від рухомих навантажень слід приймати в ґрунті під кутом 30° до вертикалі, а в межах товщини дорожнього покриття або підлоги цеху під кутом 45°.

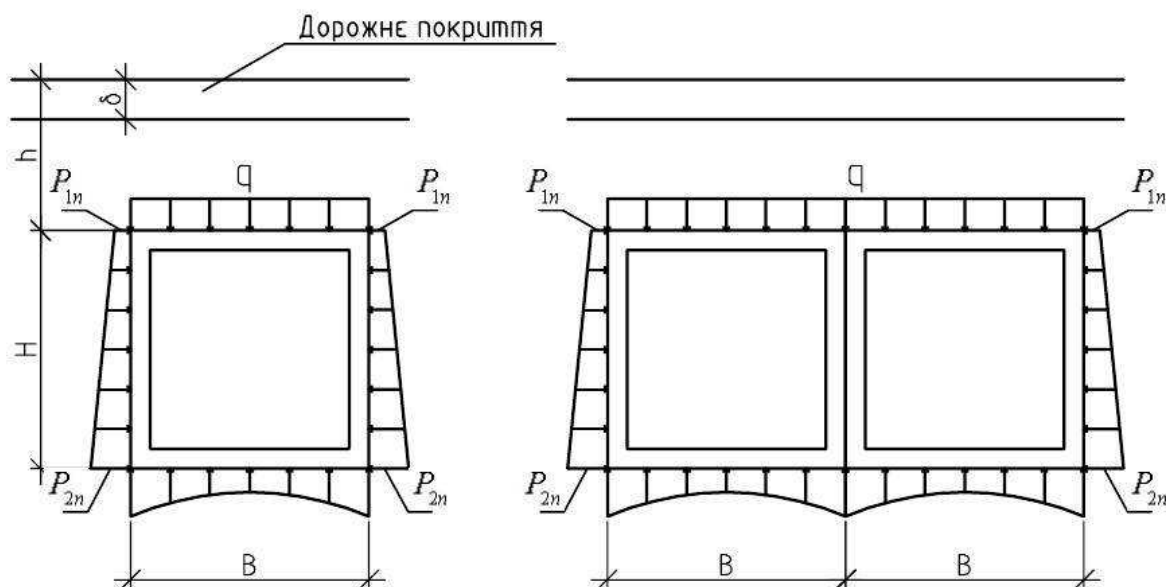


Рис. 10.4 Схеми тисків ґрунту на тунелі і канали від постійних навантажень

h/B	H/B			
	0,5	1	2	3
3	1	1,1	1,1	1,1
4	1	1,15	1,23	1,23
5	1	1,12	1,34	1,36

Примітка:

B, H – ширина й висота тунелю або каналу по зовнішньому контуру, м.

Проміжні значення k_H , приймаються по інтерполяції.

Нормативне вертикальне еквівалентне навантаження q , тс/м², на рівні перекриття тунелю або каналу від машин НК-80 при заглибленні верху на 1 м і більше допускається визначати по формулі

$$q = \frac{14}{3,2 + h} \quad (10.16)$$

де h – висота засипання від верху перекриття до верху дорожнього покриття, м.

Розрахункове еквівалентне вертикальне навантаження на перекриття тунелю або каналу можна визначати по додатку. 2.

Нормативне вертикальне навантаження, тс/м², на перекриття тунелю й каналу від машин НК-80, Н-30 і Н-10 при заглибленні верху менше 1 м слід визначати від кожного колеса з розподілом у межах товщини ґрунтового засипання, дорожнього покриття або підлоги цеху відповідно до п. 5.2 Вимоги по проектуванню комунікацій тунелів і каналів. Тиск від кожного колеса слід приймати рівномірно розподіленим на майданчик на рівні дорожнього покриття або підлоги цеху. Розміри цих майданчиків і нормативний тиск на колесо слід приймати відповідно до табл. 10.2.

Таблиця 10.2 Нормативний тиск на колесо

Автомобільні навантаження	Нормативний тиск на колесо, тс	Розміри опорного майданчика під колесом, м
НК-80	10	0,2х0,8
Н-30	6	0,2 х 0,6
Н-10	3,5	0,2 х 0,3

Рівномірно розподілений розрахунковий тиск під колесом НК-80, Н-30 і Н-10 на перекриття тунелю або каналу при різному заглибленні рекомендується визначати по додатку. 3.

Нормативне вертикальне еквівалентне навантаження q , тс/м², від рухомого складу залізниць класу СК при $K = 14$ на перекриття тунелю й каналу при $h \geq 1$ м допускається визначати по формулі

$$q = \frac{14}{0,5h + 1,4} \quad (10.17)$$

де h — висота засипання від верху перекриття до підшви шпал, м.

Розрахункове еквівалентне навантаження на перекриття тунелю або каналу від рухомого складу залізниць відповідно до формули (10.17) можна визначати за додатком 4.

Горизонтальний нормативний тиск ґрунту на стіни тунелів і каналів від постійних навантажень (див. рис. 10.4) слід визначати по формулах:

$$\mu^H = tg^2(45^\circ - \frac{\varphi^H}{2}) \quad (10.18)$$

φ^H – нормативний кут внутрішнього тертя, гради.

При негативних значеннях μ їх слід приймати рівними нулю по всій зоні поширення негативного тиску як при нормативних, так і при розрахункових навантаженнях.

Горизонтальні тиски на стіни тунелів і каналів від постійних і тимчасових розрахункових навантажень слід визначати по формулах (10.14) – (10.17) множенням кожного нормативного навантаження на відповідні коефіцієнти перевантаження по табл. 10.2, при цьому розрахункове значення коефіцієнтів внутрішнього тертя φ_1 і питомого зчеплення c_1 слід визначати відповідно до п. 4.17 керівництва по проектуванню комунікаційних тунелів і каналів.

У розрахунках конструкцій тунелів, каналів або колекторів необхідно враховувати двостороннє й однобічне завантаження їх тимчасовими вертикальними навантаженнями.

Розрахунки на однобічне навантаження допускається робити з врахуванням епюри бічного опору ґрунту, що має форму, подібну епюрі активного тиску ґрунту. Величину бічного опору ґрунту слід приймати у відсотках від активного тиску відповідно до табл. 10.2.

Лекція №11: Залізобетонні витяжні градирні. Залізобетонні димові труби

11.1 Загальні відомості і конструктивні рішення градирень

Градирнями називаються апарати або установки, призначені для охолодження води шляхом розбризкування її в потоці повітря, рух якого створюється за рахунок природної тяги або за допомогою вентиляторів.

Баштові градирні, будучи складними інженерними спорудами, відносяться до теплообмінних агрегатів з природною тягою охолоджуючого повітря. Вони входять в оборотні системи водопостачання атомних електростанцій, теплоелектростанцій (ТЕЦ), підприємств металургійної, хімічної промисловості і ін.

До складу баштової градирні входять витяжна башта, водорозподільний і зрошувальний пристрої, водозбірний басейн (рис. 11.1).

Габарити баштових градирень призначаються на підставі технологічних розрахунків і залежать від потужності охолоджуючої установки, яка визначається об'ємом розбризканої води в годину – $\text{м}^3/\text{год.}$, або площі, займаної зрошувачем в плані, – м^2 . Застосовуються баштові градирні із зрошувачами площею від декількох сотень квадратних метрів (відносно невеликі градирні) до декількох тисяч (великі градирні).

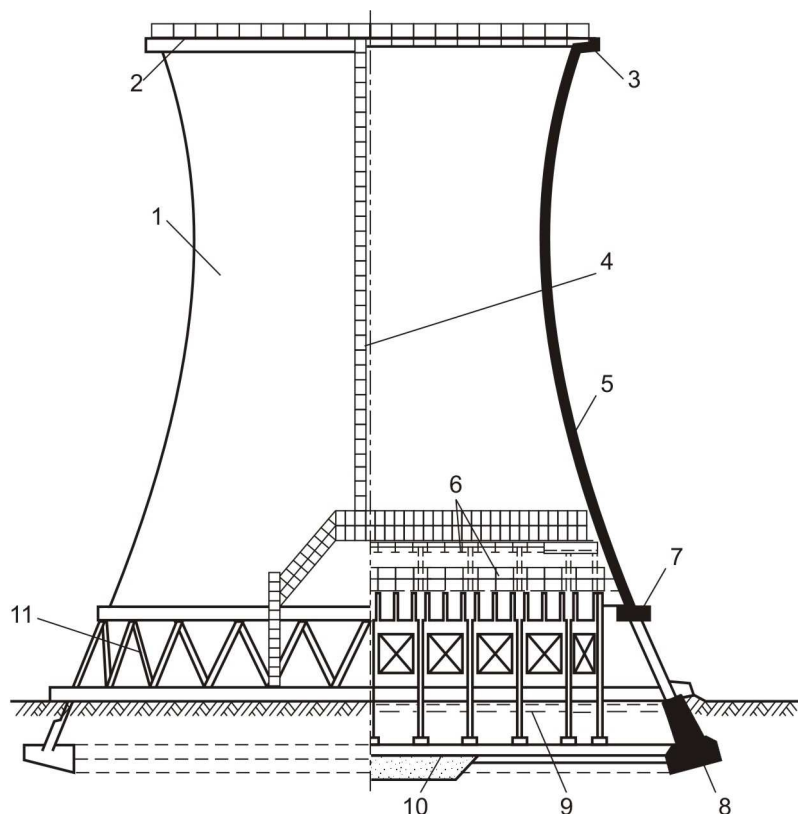


Рис. 11.1 Схема баштової градирні

1 – витяжна башта; 2 – блискавкозахист; 3 – кільце жорсткості; 4 – драбина; 5 – стінка оболонки; 6 – водорозподільний і зрошувальний пристрій; 7 – опорне кільце; 8 – фундамент; 9 – водозбірний басейн; 10 – днище басейну; 11 – опорна колонада

При проектуванні і будівництві залізобетонних баштових градирень необхідно зважати на складні умови, в яких вони експлуатуються, а саме: високою вологістю усередині споруди, різницею температур зовнішнього і внутрішнього середовища, різкими перепадами, особливо в зимовий час, температури в місцях входу зовнішнього повітря в градирню і виході відпрацьованого повітря з башти. Ці обставини обумовлюють підвищені вимоги до бетонів, вживаних в конструкціях градирень, для якості виробництва робіт, територіально обмежують райони можливого будівництва залізобетонних баштових градирень. Залізобетонні баштові градирні рекомендується зводити в кліматичних районах, де розрахункова зимова температура найбільш холодної п'ятиденки не нижча - 28°C.

Залежно від інтенсивності дії зовнішнього середовища конструкції баштових градирень підрозділяються на дві зони: 1-а зона – витяжна башта, каркас зрошувального пристрою, стінка водозбірного басейну; 2-а зона – плита кільцевого фундаменту і днище водозбірного басейну. Конструкції 1-й зони знаходяться в період експлуатації у важчих умовах, чим конструкції 2-й зони.

11.2 Витяжні башти градирень

Витяжна башта забезпечує постійну тягу повітря через зрошувальні пристрої. До складу конструкції витяжної башти входять (див. рис. 11.1) оболонка башти, опорна колонада, фундамент.

Застосування залізобетону в конструкціях витяжних башт виправдовується економією металу, подовженням проміжків між профілактичними ремонтами, високою довговічністю при хорошій якості виконання робіт.

Залежно від форми оболонки (характеру її серединної поверхні) залізобетонні витяжні башти розділяються на гіперболічні, біконічні, біконічні з циліндровою вставкою, циліндричні і конічні (рис. 11.2).

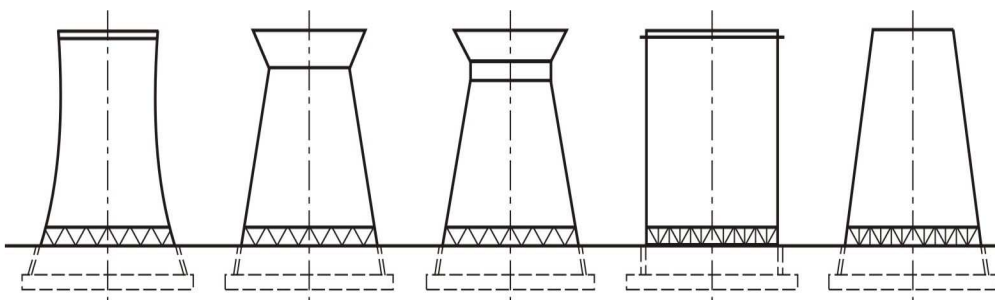


Рис. 11.2 Різновидності форм оболонок витяжних башт

Найбільш поширені гіперболічні залізобетонні витяжні башти, оскільки вони мають хороші аеродинамічні показники, що вельми суттєво для градирень з природною тягою повітря. Серединні поверхні гіперболічних оболонок мають плавні зміни кривизни і напрямів дотичних, що усуває концентрацію напруг (виняток становлять при контурні зони).

Біконічні і біконічні зі вставкою витяжні башти за аеродинамічними

показниками близькі до гіперболічних. Їх поява обумовлена прагненням знайти достатньо прийнятне рішення споруди із збірного залізобетону. Недолік цих форм – різкі переломи в меридіональному напрямі, що сприяє значній концентрації напруг в місцях сполучення оболонок. Ця обставина призводить до того, що таку форму надають відносно невеликим градирням, в основному вентиляторним.

Витяжні башти циліндричної форми найбільш прості з погляду їх зведення або розрізання на збірні елементи, але мають гірші аеродинамічні показники. Витрата матеріалів на монолітну залізобетонну циліндричну витяжну башту приблизно в 1,2 – 1,5 рази більше, ніж на гіперболічну башту такої ж продуктивності.

Фундаменти витяжних башт звичайно роблять з монолітного залізобетону, опорну колонаду – із збірного залізобетону, а оболонка може бути як з монолітного, так і із збірного залізобетону.

11.3 Конструювання башти залізобетонної градирні

Широке застосування монолітного залізобетону в оболонках баштових градирень пояснюється і відсутністю чутливих до агресивних дій зовнішнього середовища стикових з'єднань і швів, що позитивно впливає на довговічність споруди.

Переважає більшість побудованих і тих що будуються залізобетонних градирень виконується з монолітною оболонкою гіперболічної форми. Тому детальніше зупинимося на баштах цього типа.

Серединна поверхня оболонки гіперболічних витяжних башт, включаючи ділянку башти, займану колонадою, має контур однопорожнинного гіперболоїда обертання. У нижній зоні башти поверхня одно порожнинного гіперболоїда обертання може бути без істотної похибки замінена конічною поверхнею; висота конічної частини гіперболічних градирень (рис. 11.3) приймається рівною приблизно від 0,2 до 0,22 H , де H – висота башти. Найбільш вузький поперечний переріз гіперболічної башти називається горловиною, верхній переріз – гирлом. Горловина розташовується по висоті ближче до гирла башти. Відстань від підстави башти до горловини приймається рівною приблизно від 0,84 до 0,87 H . Діаметри основи і горловини башти, висота башти, висота опорної колонади, відмітка розташування горловини призначаються на підставі технологічних розрахунків.

Баштові залізобетонні гіперболічні градирні з монолітною оболонкою будуються в нашій країні висотою від 55 до 150м.

До складу конструкції оболонки витяжної башти входять нижнє опорне кільце, власна оболонка (криволінійна стінка) і верхнє кільце жорсткості.

Монолітні гіперболічні оболонки витяжних башт роблять, як правило, гладкими із змінною товщиною стінки. Максимальну товщину (250 – 600 мм) залежно від розмірів градирні стінка оболонки має і місці з'єднання з нижнім опорним кільцем. Від опорного кільця вгору товщина оболонки поступово зменшується до деякого мінімального значення і далі залишається постійною

безпосередньо до верхнього кільця жорсткості, або до рівня, розташованого на 2 – 3 м нижче за верхнє кільце. У останньому випадку товщина стінки оболонки, починаючи з вказаного рівня, плавно зростає по мірі наближення до верхнього кільця жорсткості. Потовщення стінки оболонки в зоні примикання до верхнього кільця обумовлене прагненням зменшити деформації згину у верхній частині башти.

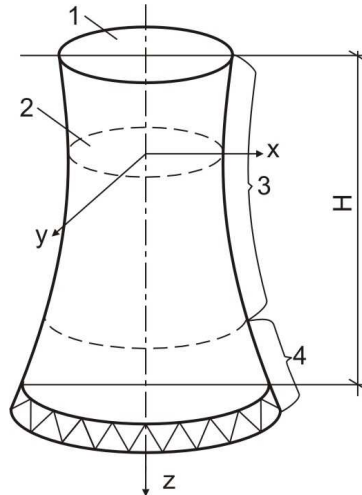


Рис. 11.3 Обрис оболонки гіперболічної градирні

1 – гирло; 2 – горловина; 3 – гіперболічна ділянка поверхні; 4 – конічна ділянка поверхні

Мінімальна товщина стінок монолітних залізобетонних оболонок приймається 140мм з умови забезпечення довговічності конструкції при подвійному армуванні і 100мм при одиночному армуванні.

Верхнє кільце додає жорсткості всій оболонці. Воно монолітно з'єднується із стінкою оболонки (рис. 11.4). Найчастіше поперечний переріз верхнього кільця виконується по типу, зображеному на першій схемі рис. 11.4. Висоту і ширину верхнього кільця приймають близько 1 – 1,3м; товщину вертикальних і горизонтальних плит кільця – 150 – 200мм. Кільце може бути використано як світлофорний майданчик.

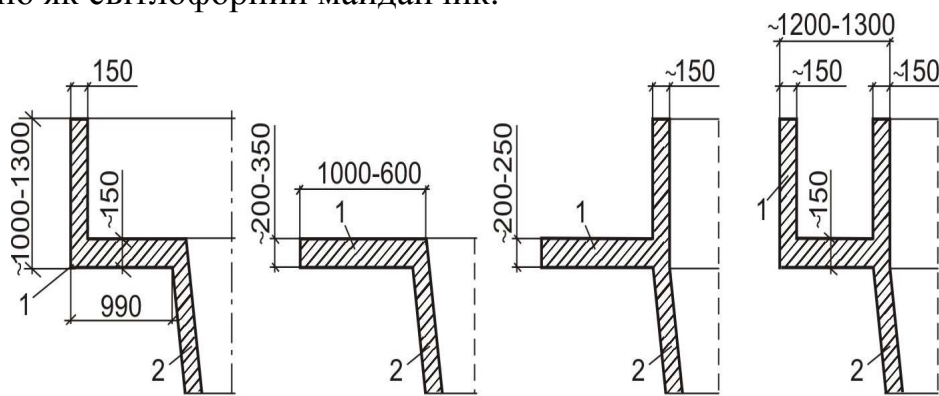


Рис. 11.4 Різновидності форм перерізів верхнього кільця жорсткості

Опорне кільце у багатьох випадках утворюється нижньою потовщеною частиною стінки гіперболічної монолітної оболонки і служить для передачі зусиль з оболонки на стійки опорної колонади. У нижній частині перерізу

опорного кільця з внутрішньої сторони башти по всьому його периметру в деяких рішеннях влаштовується консольний виступ, на який опираються крайні ригелі або балки каркаса зрошувального пристрою (рис. 11.5, б, д). Ширину перерізу опорного кільця на рівні сполучення з колонадою приймають в більшості випадків на 100–1500мм більшою, ніж розмір перетину стійок колонади в радіальному напрямі (рис. 11.5, а, в).

Стінку монолітної гіперболічної оболонки і опорне кільце армують подвійною меридіональною і кільцевою арматурою. Ближче до поверхонь, твірних оболонки, розміщують кільцеву арматуру із захисним шаром бетону не менше 25мм. Крок кільцевої арматури по висоті оболонки і число меридіональних стержнів в різних рівнях по можливості зберігають постійними. Враховуючи особливості температурновологісних дій, в деяких зонах оболонки встановлюють різну (за площею) кількість кільцевої і меридіональної арматури в зовнішній і внутрішній сторін стінки. Необхідна зміна площі поперечного перетину арматури досягається зміною діаметрів стержнів. У нижній зоні оболонки арматурні стержні мають більший діаметр.

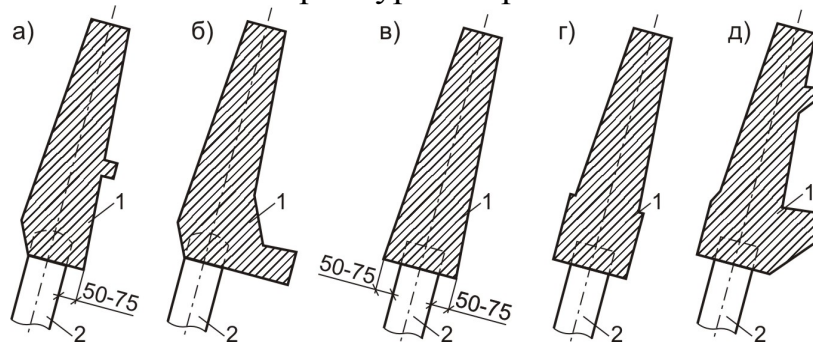


Рис. 11.5 Різновидності форм перерізів опорного кільця оболонки баштової градирні

1 – опорне кільце; 2 – стійка опорної колонади

Оболонки армують окремими стержнями або сітками, які кріпляться до “маякових” просторових каркасів (з чотирьох повздовжніх стержнів, з’єднаних поперечними стержнями), заздалегідь встановлених на певній відстані по периметру горизонтальних перерізів оболонки. Довжина стержнів кільцевої арматури 6 – 12м, довжина меридіональних стержнів (окремих і в “маякових” каркасах) 3,75м. Стержні кільцевої і меридіональної арматури при $d < 14$ мм, можна сполучати в накладку з перепусканням не менше $40d$ без зварки з обв’язуванням стика в’язальним дротом. Для стиків стержнів діаметром більше 14 мм бажано застосовувати електрозварку. Стики арматурних стержнів необхідно розташовувати в роздріб. У будь-якому вертикальному або горизонтальному розрізі оболонки допускається стикувати не більше 20% всіх стержнів, що потрапили в розріз. Верхнє кільце жорсткості також армується подвійної арматурою. Ескізи армування окремих вузлів монолітної гіперболічної оболонки показані на рис. 11.6.

Бетонування монолітної оболонки башти виконується в переставній опалубці з дотриманням відповідних вказівок.

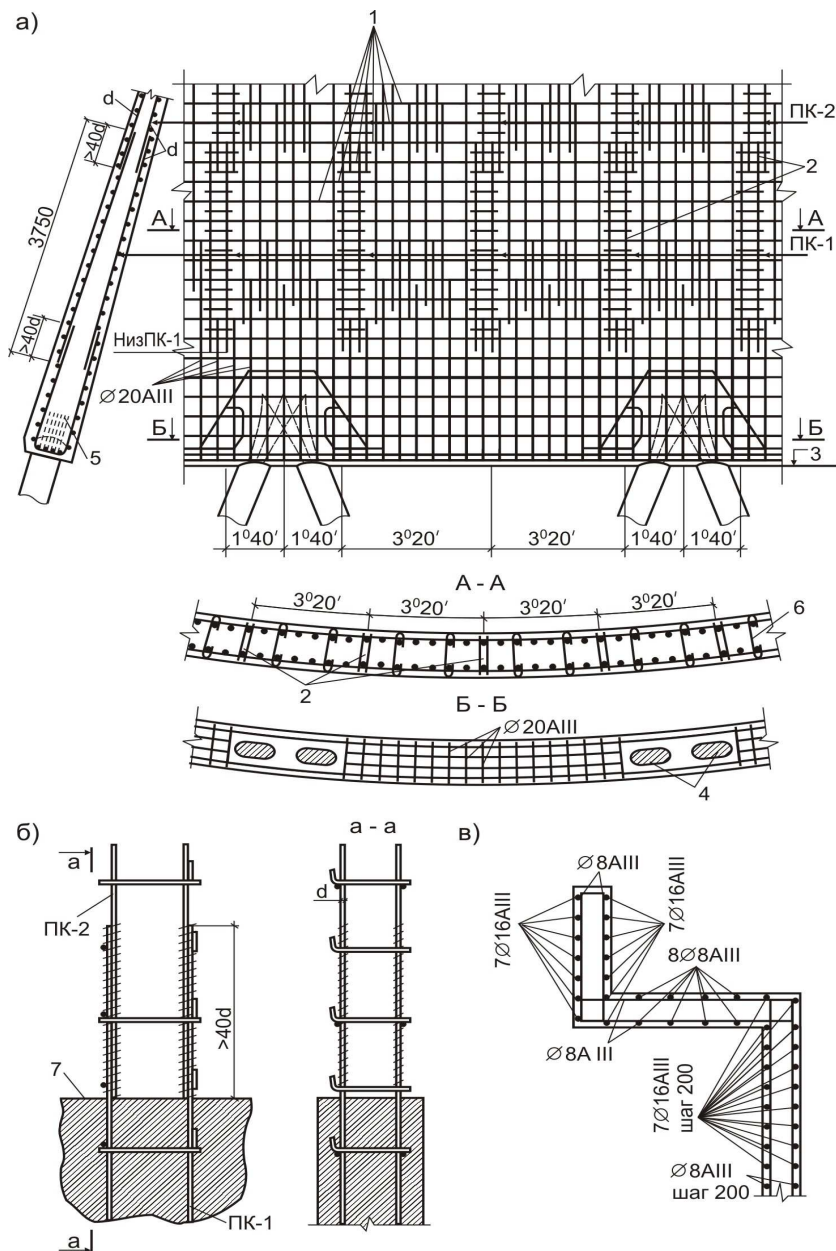


Рис. 11.6. Армування оболонки градирні

а – армування стінки і опорного кільця; б – стик “маякових” каркасів; в – схема армування верхнього кільця жорсткості; 1 – кільцева арматура; 2 – “маякові” каркаси; 3 – низ опорного кільця; 4 – стійки опорної колонади; 5 – випуски арматури із похилих стійок опорної колонади; 6 – шпилька; 7 – верх яруса бетонування

Внутрішню поверхню оболонки і дві кільцеві смуги шириною 1м у верхній і нижній частинах її зовнішньої поверхні після відповідної обробки покривають спеціальними захисними фарбами.

Пристрій опорної колонади створює в нижній частині витяжної башти отвори для входу зовнішнього повітря всередину градирні. Стійки колонади виконуються збірними, вони сприймають навантаження від оболонки і передають їх на фундамент.

У гіперболічних витяжних баштах стійки колонади встановлюють похило в радіальному (по відношенню до плану башти) і в кільцевому напрямках (рис.

11.7). Нахил стійок в радіальному напрямі усуває або в усякому разі значно знижує меридіональні моменти в оболонці в місці з'єднання її з колонадою. Нахил стійок в кільцевому напрямі забезпечує незмінність (жорсткість) форми гіперболічної оболонки (виключає можливість втрати стійкості). При висоті опорної колонади до 10 – 12 м її проектують з окремих лінійних стійок, V-подібних або Л-подібних елементів (рис. 11.7, а - в). При висоті більше 10 – 12 м колонада може бути зведена з Х-подібних збірних елементів (рис. 11.7, г). Стійки опорної колонади жорстко зв'язуються з опорним кільцем оболонки і з фундаментами, для чого в збірних стійках по кінцях передбачається пристрій випусків арматури (рис. 11.8). Форму поперечного перетину стійок колонади бажано приймати круглою або прямокутною, витягнутою у напрямі радіусу основи башти. Це дещо покращує аеродинаміку повітрявхідних отворів витяжної башти.

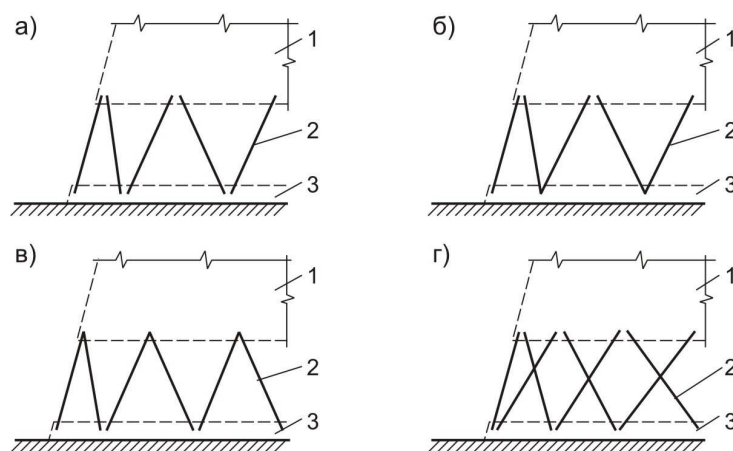


Рис. 11.7 Різновидності опорних колонад

1 – оболонка башти; 2 – стійка опорної колонади; 3 – фундамент

Збірні стійки колонади виготовляють з бетону класу не нижче В40 і армуються арматурою класу А-400С (рис. 11.8). Для кращого закладення стійок в опорному кільці і фундаменті до випусків арматури стійок, що мають відносно невелику довжину, приварюються ванною зваркою спеціальні стержні (рис. 11.8, б, в).

Відкриті поверхні стійок після зведення башти покривають спеціальною ізоляцією.

Фундаменти витяжних башт звичайно роблять стрічковими кільцевими (рис. 11.9). Іноді їх виконують такими, що окремо стоять на свайній основі. Свайна основа при необхідності може бути влаштованою і під стрічковий кільцевий фундамент. Деформаційні шви виконують водонепроникними. Кільцевий фундамент башти складається з плити і стінки, яка в більшості випадків одночасно є стінкою водозбірного басейну (рис. 11.9, а - г). Фундамент по всьому периметру відокремлюють деформаційним швом з гумовою прокладкою від днища басейну (рис. 11.9, а, б, г). В процесі зведення фундамент по довжині розділяють будівельними швами (без розрізання кільцевої арматури) на окремі блоки-захватки завдовжки приблизно 8—10 м. Товщина будівельних швів 500—600 мм; після бетонування всіх блоків шви ретельно заповнюють бетоном.

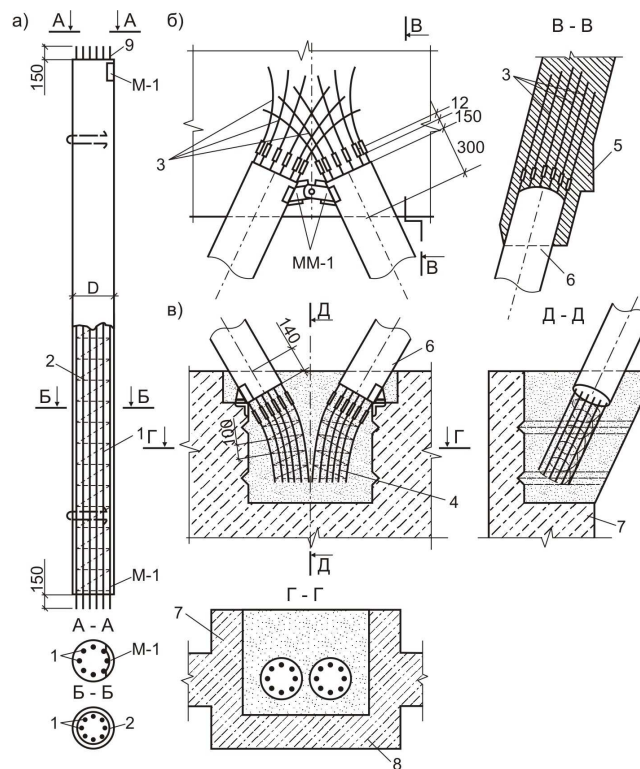


Рис. 11.8 Збірна стійка опорної колонади

а – стійка; б – вузол з'єднання стійок опорної колонади з опорним кільцем оболонки; в – вузол з'єднання стійок опорної колонади з фундаментом; 1 – повздовжня арматура; 2 – поперечна арматура; 3, 4 – арматурні стержні, що приварюються ванною зваркою до випусків арматури стійок; 5 – опорне кільце оболонки; 6 – стійки; 7 – фундамент; 8 – пілястри фундаменту; 9 – випуски арматури із стійок

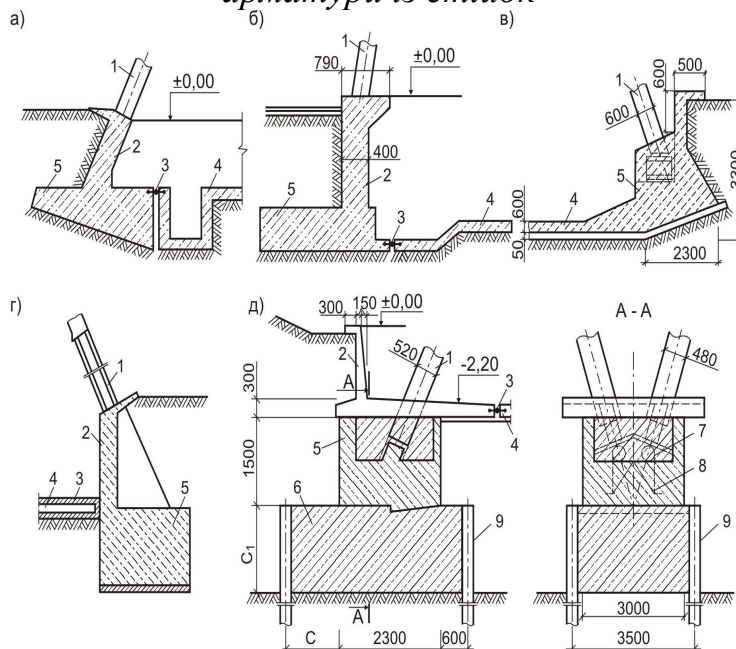


Рис. 11.9 Різновидності фундаментів витяжної башти

1 – стійка опорної колонади; 2 – стінка басейну; 3 – деформаційні шви; 4 – днище басейну; 5 – фундамент; 6 – бетонний масив; 7 – петлеві випуски арматури із стійок колонади; 8 – випуски арматури із фундаменту; 9 – шпунтова стінка

При похилих в радіальному напрямі опорних колонадах, кільцеві фундаменти башти виконуються з похилою або вертикальною стінкою (рис. 11.9). Друге рішення технологічніше, хоча поступається першому за витратою матеріалів. У фундаментах з вертикальною стінкою в місцях опирання на них стійок колонади можуть бути передбачені пілястри (контрфорси) (див. рис. 11.8, в), що дозволяє зменшити товщину стінки фундаменту на ділянці між точками опирання колон. Товщину вертикальної стінки фундаменту приймають 400 мм. У верхній частині стінки по всьому периметру фундаменту із зовнішньої сторони іноді влаштовують похилу залізобетонну консольну плиту, шириною 1000—1500 мм, яка забезпечує повернення в басейн води, що захоплюється вітром з градирні.

Плиту і стінку кільцевого фундаменту башти армують зварними сітками і каркасами. Поверхні елементів фундаменту башти, повернені убік басейну, покривають гідроізоляцією у вигляді холодної асфальтової мастики.

На рис. 11.9, д наведений приклад окремо стоячого фундаменту під стійки колонади. Прямокутний в плані фундамент, підосва якого має зубчатий контур, спирається на бетонний цоколь. Цоколь є масивом бетону, укладеного між чотирма шпунтовими стінками. Фундамент у верхній частині має стакан, на дні якого зроблена спеціальна “набетонка” опирання на нього двох похилих стійок опорної колонади. Петлеві випуски арматури із стійок і фундаменту з’єднані по типу стика системи Передерія. Після монтажу стійок стакан фундаменту заповнюють бетоном.

У практиці будівництва градирень зустрічаються башти з монолітними циліндричними, конічними і біконічними оболонками. Загальні принципи їх конструювання, армування і зведення не відрізняються від розглянутих.

11.4 Конструктивні рішення і конструкції димових труб

Масове застосування димових залізобетонних труб почалось після розвитку спеціалізованої виробничої бази, вдосконалення технології виготовлення збірних труб і обладнання заводів. Монолітні димові труби також довгий час не застосовувались із-за високої вартості зведення їх в постійній опалубці і лише з появою ковзаючої і переставної опалубки стали широко застосовуватись в будівництві.

В порівнянні з цегляними, залізобетонні труби мають суттєві переваги. Розтягуючі напруження, що виникають в стінках цегляних димових труб в результаті перепаду температури по їх товщині, призводять із-за незначного опору кладки розриву до утворення видимих вертикальних тріщин. У залізобетонних трубах горизонтальні кільцеві зусилля сприймаються арматурою і вертикальні тріщини в бетоні мають за розрахунком ширину розкриття до 0,2 мм. Залізобетонні труби значно краще чинять опір діям сейсмічних зусиль. Роботи по зведенню цегляних труб досить трудомісткі, вимагають застосування праці кваліфікованих робітників і пов’язані з великою кількістю високоякісної цегли. Маса високих цегляних труб перевищує масу

залізобетонних в два рази, що збільшує в 1,5...1,8 рази об'єм бетону у фундаменті труби.

Порівняльна вартість цегляних і залізобетонних димових труб залежить від висоти труби, діаметру гирла, температури і агресивності газів, що відводяться, і властивостей основ. Із збільшенням висоти ефективність залізобетонних труб зростає. В середньому можна вважати, що вартість труб з монолітного залізобетону стає меншою за вартість цегляних, починаючи з висоти 70—80 м.

Значним кроком в розвитку залізобетонного трубобудування стало застосування жаростійкого бетону що дозволило або зовсім відмовитися від футерування, або полегшити її. Ця обставина, а також зменшення щільності жаростійкого бетону при виготовленні його на керамзиті дали можливість знайти ефективніші конструктивні рішення для збірних труб.

Залізобетонні димові труби застосовуються для відведення газів від котельних електростанцій і заводів, а також від різних теплових агрегатів заводів чорної і кольорової металургії, хімічної промисловості і ін.

Температура газів, що відводяться, і ступінь їх агресивності по відношенню до бетону міняються в широких межах залежно від призначення агрегату, що обслуговується димовою трубою, складу спалюваного палива і наявності або відсутності очищення газів.

Гранична температура газів, при якій застосовуються труби із звичайного бетону, що мають футерування і теплоізоляцію, 500°C. При цьому температура на внутрішній поверхні бетону не повинна перевищувати 200°C. Температура на внутрішній поверхні жаростійкого бетону може досягати 700°C.

Висота димових труб встановлюється теплотехнічним розрахунком з урахуванням необхідності відведення шкідливих газів на достатньо велику відстань від землі. У зв'язку із збільшенням потужності теплових агрегатів найбільша висота труб, що зводяться, зростає. На сьогодні розроблені проекти залізобетонних труб висотою до 320м. У 1972р. труба такої висоти була вперше зведена на будівництві Углегорської ГРЕС.

Конструктивними елементами залізобетонних димових труб є ствол футерування і теплоізоляція, фундамент, перекриття над зольником. Кожна труба обладнується зовнішньою драбиною і грозозахистом. Всі димові труби за своїм розташуванням і висотою являють собою перешкоди для повітряних сполучень, тому обладнуються світлофорними майданчиками.

Футерування служить для захисту залізобетонного ствола труби від дії на нього газів, що мають високу температуру і що містять у ряді випадків агресивні компоненти. Футерування робиться з глиняної або шамотної цегли або з жаростійких бетонних блоків. Між футеруванням і стволом звичайно залишається повітряний зазор завтовшки 30...50мм, який залежно від температури газів, що відводяться, заповнюється теплоізоляційним матеріалом (на всю або на частину висоти труби) або залишається незаповненим. Як теплоізоляційний матеріал застосовуються мінераловатні плити, напівжорсткі плити або діатомова цегла.

Способи захисту залізобетонного ствола від агресивної дії газів, що

відводяться, у великій мірі залежать від температури цих газів. При температурі вище за 100 -120° С і відсутності вологого очищення газів конденсація пари води і кислот, що містяться в них, на стінках ствола усередині труби не відбувається. У цих випадках захист стовбура зсередини звичайно забезпечується футеруванням із звичайної або кислотостійкої глиняної цегли. Але в окремих випадках газів, що виходять з труби, стикаючись із зовнішнім повітрям, частково конденсуються на зовнішній поверхні верхньої частини труби (оголовка). Для захисту оголовка встановлюється ковпак, який залежно від ступенів агресивності газів виконується або із залізобетонних плит з покриттям кислотостійким лаком, або з чавунних плит.

При вологому очищенні агресивних димових газів і зниженні їх температури нижче 100°С пар, що містяться в них, конденсуються усередині труби і кислоти, що утворюються, проникають через футерування до залізобетонного ствола. В цьому випадку, не дивлячись на значне зниження концентрації агресивних компонентів в газах в результаті очищення, їх корозійна дія на ствол труби виявляється досить сильною. Проникнення рідких кислот через футерування до ствола труби пояснюється пористістю футерування, особливо в швах, і волосяними тріщинами, що утворюються в результаті розтягуючих напружень, які виникають у футеруванні від дії температури і від коливань ствола при вітровому навантаженні.

У вказаних умовах значної агресивної дії на залізобетонний ствол газів, що відводяться з температурою 80 - 120°С, знаходяться димові труби теплових агрегатів заводів хімічної промисловості, кольорової металургії і ін. Для запобігання корозії стовбура по його внутрішній поверхні влаштовується антикорозійне покриття. В якості такого покриття застосовують лак № 411, що наноситься в три шари, мастику битуминопольового загальною товщиною 8 - 12 мм або обклеювання поліізобутиленом.

У практиці будівництва знайшли також застосування залізобетонні труби з вентиляційним прошарком.

11.5 Монолітні труби і їх конструктивні рішення

Монолітні труби, до яких відносяться більшість залізобетонних труб, що зводяться, мають циліндричну або конічну форму при мінімальному діаметрі вихідного отвору 3,6м.

Циліндричні труби зводяться в ковзаючій опалубці, що дає можливість проводити безперервне бетонування з швидкістю до 150 - 200 мм за годину.

Товщина стінок таких труб за умовами виробництва робіт робиться постійною по всій висоті. Ковзаюча опалубка складається з:

- 1) внутрішньої і зовнішньої стінок висотою 1,1 - 1,2 м, обшивка яких виконується з дощок завтовшки не менше 22 мм або із сталі завтовшки не менше 1,5 мм;

- 2) сталевих домкратних рам, що встановлюються в радіальних площинах, до яких прикріплюються стінки і які складаються з двох вертикальних стійок і ригеля;

- 3) робочого майданчика;
- 4) підвісних підмостів.

Підйом ковзаючої опалубки виконується на домкратних стержнях за допомогою домкратів. При невеликому числі домкратів застосовуються ручні гвинтові домкрати. Домкрати опираються на стержні за допомогою затискаючих пристроїв. Робочий майданчик дерев'яний і складається з дощатого настилу, що опирається на балки: балки прольотом понад 3,5 м, у свою чергу, спираються на прогони. Для опирання балок і прогонів на стінку опалубки служать кружала із спеціальними кріпленнями. До кружал зовнішньої стінки кріпляться підвісні підмості.

Конічні труби зводяться в переставній інвентарній опалубці, що дозволяє змінювати товщину стінки стовбура, а також її ухил по висоті труби. Ця опалубка, що опирається на шахтний підйомник, складається з внутрішньої зовнішньої стінок, робочого майданчика, зовнішніх і внутрішніх підвісних підмостів і опорної горизонтальної рами (рис. 11.10). Підйом опалубки проводиться за допомогою спеціальної підйомної головки.

Встановлений в центрі труби шахтний підйомник прикріплюється гнучкими сталевими в'язями до стінок стовбура труби, для чого в останні закладаються скоби.

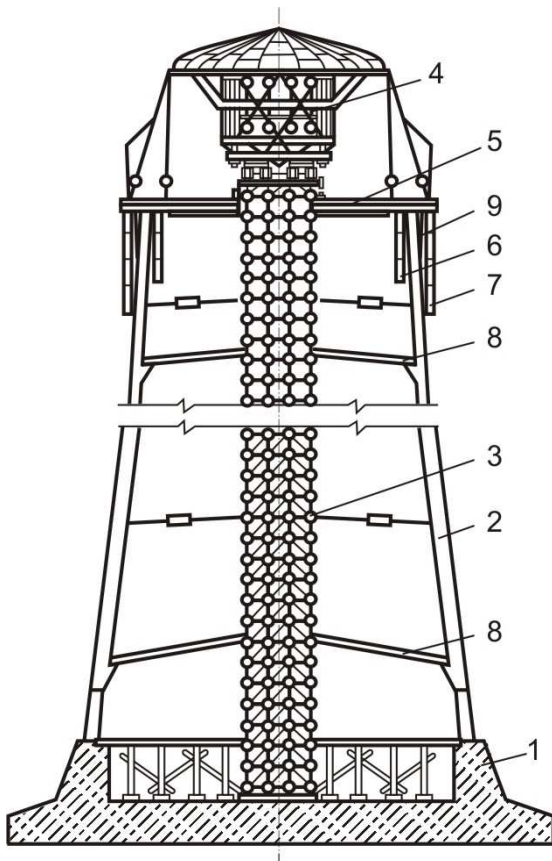


Рис. 11.10 Шахтний підйомник для зведення труби

- 1 - фундамент;
- 2 – ствол труби;
- 3 - шахтний підйомник;
- 4 - підйомна головка вантажопідйомністю 50т;
- 5 - робочий майданчик;
- 6- внутрішні підвісні підмості;
- 7 – зовнішні підвісні підмості;
- 8 – захисне перекриття;
- 9 – зовнішня опалубка

Зовнішня стінка опалубки складається з прямокутних і трапецієподібних панелей з 2-мм листової сталі висотою 2700 і шириною 850 мм, обрамлених по вертикальних краях кутиками. Суміжні панелі з'єднуються болтами. Трапецієподібні панелі служать для створення конусності і розташовуються рівномірно по колу.

Внутрішня стінка опалубки складається з прямокутних щитів такої ж товщини, розміром 550х1250 мм з привареними до них трьома вертикальними планками і чотирма рядами скоб (рис. 11.11). У скоби при установці щитів закладаються розпірні кільця, з круглої сталі діаметром 14 - 16 мм. По висоті стовбура щити внутрішньої стінки встановлюються в два ряди. Висота консолей стовбура, що служать опорами для футерівки за умовами виробництва робіт приймається рівною висоті щитів внутрішньої стінки (1250 мм).

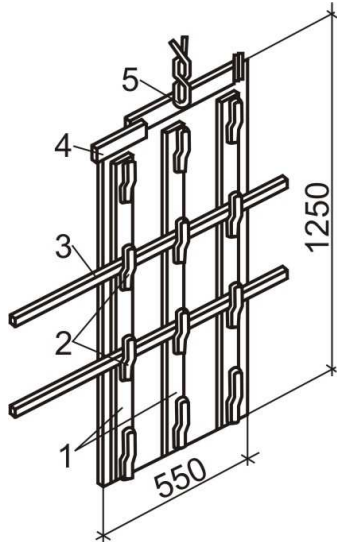


Рис. 11.11 Щит внутрішньої опалубки

- 1 – вертикальні планки;
- 2 – скоби;
- 3 – розпірні стержні;
- 4 – з'єднувальна планка;
- 5 – кільце для підвішування щита

Конічні монолітні залізобетонні димові труби мають велику жорсткість, менші витрати бетону і меншу масу стовбура, а також кращий зовнішній вигляд, чим циліндричні. Недоліки конічних труб: складніша конструкція опалубки і велика трудомісткість і тривалість робіт по зведенню стовбура.

Не дивлячись на відомі перевитрати бетону, використання циліндричних труб малих і середніх діаметрів заввишки до 50 - 60 м виявляється ефективнішим завдяки меншій вартості і більшій швидкості їх зведення.

Цікаво привести характеристику конструкції труби заввишки 320м, запроектованої для відведення газів з температурою 200° С. Внутрішній діаметр гирла труби 9,6 м. До стовбура безпосередньо примикає теплоізоляція завтовшки 50 мм з облицюванням з червоної цегли завтовшки 120 мм: футеровки - з кислототривкої цегли завтовшки 230 мм (1 цеглина). Між футеровкою і облицюванням запроектований вентиляований зазор розміром від 50мм вверху труби до 400 мм внизу, в який подається повітря під тиском, що перевищує тиск газів в трубі. Ухил зовнішньої грані труби прийнятий постійним, рівним 2,36%. Товщина залізобетонної стінки стовбура змінюється від 220 мм вгорі до 850 мм внизу труби. Зовнішній діаметр труби вгорі 10,84 м внизу 26 м.

В деяких випадках застосовуються димові труби із залізобетонною оболонкою і розташованими в ній внутрішніми металевими стовбурами – газоходами. Діаметр цих стовбурів може змінюватись від 3 до 10м; горизонтальними опорами для них служать металеві майданчики, що розташовуються через 30-50 м по висоті труби і опираються на залізобетонну оболонку.

11.6 Збірні димові труби

Стовбур збірних труб доцільно монтувати із окремих залізобетонних царг, що з'єднуються по висоті труби за допомогою не напружуваної арматури. Діаметр царг, що виготовляються на заводі, за умовами транспортування не повинен перевищувати 3...3,5м. При більшому діаметрі до (5...6м) царги повинні виготовлятися безпосередньо на будівельному майданчику. Застосування замість царг окремих блоків, що з'єднуються один з одним у вертикальних і горизонтальних площинах, менш доцільно відносно як монтажу, так і конструкції стінки стовбура (наявність вертикальних швів при дії горизонтальних розтягуючих зусиль).

Збірні труби мають циліндричну форму. Висота їх може досягати до 60 м.

Монтаж стовбура труби з окремих царг, що з'єднуються напружуваною арматурою, може виконуватися двома способами.

При першому способі стовбур збирають у вертикальному положенні. Стержньова арматура по висоті труби натягується за допомогою нарізних муфт (рис. 11.12) Після натягнення арматури і приварювання кінців муфт ніші, у яких вони розташовані, заповнюють дрібнозернистим бетоном, а в канали ін'єктується цементний розчин.

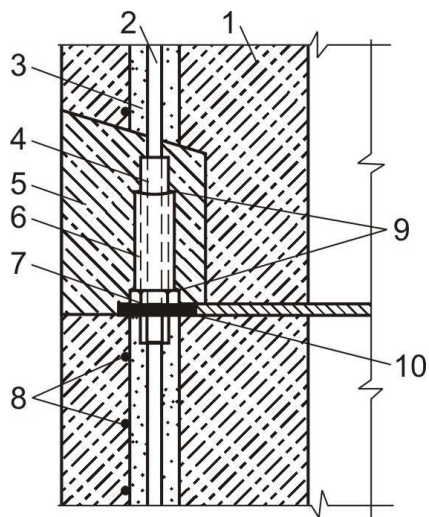


Рис. 11.12 Деталь стику попередньо-напруженою стержневої арматури

1 – стінка залізобетонної царги; 2 – стержень поздовжньої напружуваної арматури; 3 – канал, який заповнюється цементним розчином або тістом шляхом ін'єкції; 4 – ніша, яка заповнюється бетоном або розчином; 5 – нарізна муфта; 6 – гайка фіксування; 7 – кільцева арматура; 8 – зварка; 9 – стальна шайба.

При другому способі стовбур збирають в горизонтальному положенні внизу, у місця установки труби. Царги сполучають шляхом натягнення домкратом дротяної арматури (у вигляді пучків або 7-дротяних канатів), що укладається в каналах на всю висоту труби. Після закінчення натягнення в канали ін'єктується цементний розчин.

Підйом стовбура і установка його в робоче положення можуть бути виконані за допомогою двох щогл або самохідного стріловидного крана. На рис.3.3.4 показана схема труби із збірним попередньо-напруженим стовбуром, який був зведений у такий спосіб. Висота царг в цій трубі (1,5 м) дуже мала; доцільно було б збільшити її до 3-4 м.

При застосуванні не напружуваної арматури трубу монтують у вертикальному положенні; царги стикують, як показано на рис. 11.13.

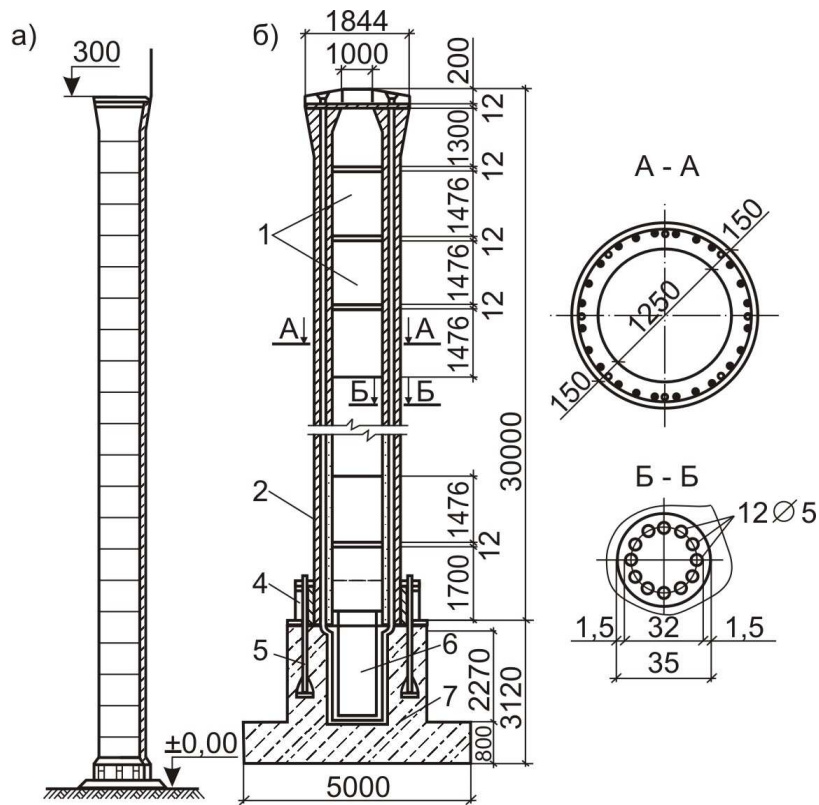


Рис. 11.13 Збірна попередньо-напружена циліндрична димова труба із жаростійких залізобетонних царг

а – загальний вигляд; *б* – вертикальний переріз; 1 – жаростійкі залізобетонні царги; 2 – пучки із 12 дротів діаметром 5 мм; 3 – сталевий опорний стакан; 4 – ребра жорсткості; 5 – анкерні болти; 6 – отвір для димоходу; 7 – фундамент

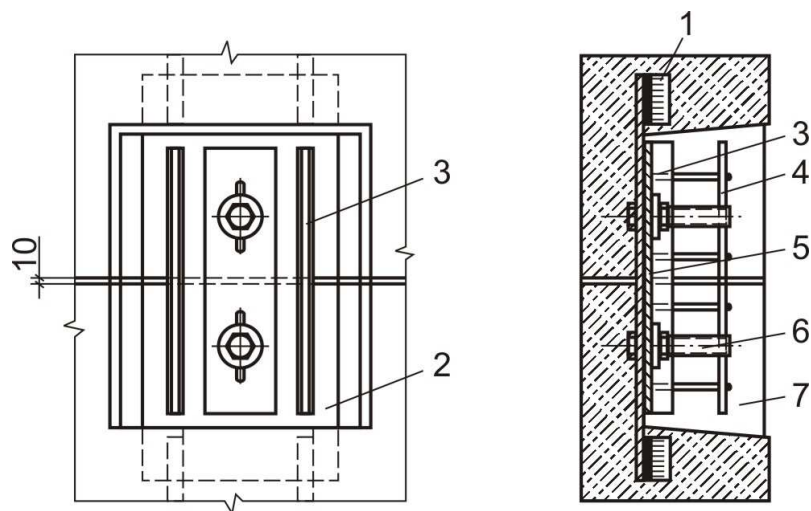


Рис. 11.14 Деталь стику повздовжньої арматури труб із збірних залізобетонних царг

1 – повздовжня арматура; 2 – стальна косинка; 3 – арматурний стержень, приварений до косинок; 4 – арматурна сітка; 5 – монтажна планка; 6 – монтажний болт; 7 – ніша

РОЗДІЛ 3: ОСНОВНІ ПОЛОЖЕННЯ ПРОЕКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОНИХ КОНСТРУКЦІЙ, ЯКІ ЕКСПЛУАТУЮТЬСЯ В ОСОБЛИВИХ УМОВАХ

Лекція №12: Розрахунок конструкцій при дії динамічних навантажень

12.1 Конструкції, що експлуатуються в сейсмічних районах

При проектуванні будинків і споруд, призначених для будівництва в сейсмічних районах, слід застосовувати конструктивні рішення, що дозволяють до мінімуму знижувати сейсмічні навантаження. Тому рекомендують застосовувати симетричні конструктивні схеми, легкі огорожувальні конструкції і такі несучі щодо обох осей будівлі в плані конструкції, які забезпечують розвиток пластичних деформацій в елементах і стиках.

У тому випадку, якщо будівлі або споруди мають складну форму в плані або їх суміжні ділянки мають перепади висот 5 м і більше, то вводять антисейсмічні шви. Вони повинні розділяти будівлі і споруди по всій висоті. Ширина таких швів становить $30 + 0,004 (H - 5000)$ мм, де H - висота будівлі, мм.

Будівництво житлових будинків з сирцевої цегли, саману та ґрунтоблоків допускають лише в сільських населених пунктах за умови підсилення стін дерев'яним каркасом із діагональними зв'язками.

Збірні залізобетонні перекриття і покриття повинні бути замонолічені (жорсткі - в горизонтальній площині) і з'єднані з вертикальними несучими конструкціями.

Покриття одноповерхових будинків для будівництва в сейсмічних районах слід приймати збірно-монолітними конструкціями. Багатопробіжні кроквяні покриття, як і багатохвильові оболонки для сейсмічних районів, доцільно проектувати нерозрізними з метою підвищення їх жорсткості і стійкості.

Фундаменти будівель рекомендують закладати на одному рівні. По верху збірних стрічкових фундаментів в шарі цементного розчину товщиною 40 мм слід укладати поздовжню арматуру діаметром 10 мм у кількості трьох, чотирьох і шести стержнів при розрахунковій сейсмічності відповідно 7, 8 і 9 балів. У кутах і перетинах стін підвалів рекомендують в горизонтальні шви укладати арматурні сітки довжиною 2 м з поздовжньою арматурою не менше 2 $\varnothing 8$ А 240С.

У позацентрово стиснутих і згинальних елементах крок поперечної арматури повинен бути не більше 400 мм, а також не більше $12d$ при в'язаних каркасах і не більше $15d$ при зварних каркасах, де d - найменший діаметр стислих поздовжніх стрижнів. У місцях стикування робочої арматури і при поздовжньому армуванні понад 3 % відстань між хомутами у позацентрово стиснутих елементах не повинно перевищувати $8d$ і 250 мм.

Для забезпечення пластичних деформацій у попередньо напружених

конструкціях приймають арматуру , для якої відносне подовження після розриву повинно бути не менше 2 %. Крім того , зусилля , що характеризують міцність перерізів , повинні перевищувати зусилля , які сприймаються перерізами при утворенні тріщин , не менше ніж на 25 %.

Особливості конструювання каркасних будинків. У каркасних будівлях горизонтальне сейсмічне навантаження сприймають каркас із жорсткими вузлами рам , каркас із заповненням , каркас з вертикальними зв'язками , діафрагмами або стовбурами жорсткості. При розрахунковій сейсмічності 7...8 балів допускають застосовувати зовнішні кам'яні стіни заввишки не більше 7 м.

Діафрагми, зв'язки та ядра жорсткості повинні бути безперервними по всій висоті будинку і розташовані в обох напрямках рівномірно і симетрично щодо центру ваги будівлі. При виборі конструктивних схем слід передбачити виникнення перших пластичних зон в горизонтальних елементах каркасу (ригелях , перемичках та обв'язувальних балках) .

За способом виготовлення і зведення залізобетонні каркаси будівель можуть бути збірними, збірно-монолітними і монолітними . Жорсткі вузли залізобетонних рам повинні бути підсилені застосуванням зварних сіток і замкнутих хомутів (рис. 12.1).

Ділянки ригелів і колон, що примикають до жорстких вузлів рам на відстані , яка дорівнює не менше висоті їх перерізу , посилюють додатковою замкненою поперечною арматурою (хомутами) з кроком не більше 100 мм в рамних системах і не більше 200 мм у в'язевих системах . При розрахунковій сейсмічності 8 і 9 балів крок хомутів в колонах рам не повинен перевищувати $b/2$, де b - найменший розмір перерізу колони . Діаметр хомутів слід приймати не менше 8 мм.

У збірно-монолітному каркасі колони і плити перекриттів об'єднують в єдину конструкцію шляхом натягу на бетон канатної арматури. Її пропускають через отвори колон у зазорах між великорозмірними панелями перекриття .

Збірні колони багатоповерхових будівель по можливості слід укрупнювати на кілька поверхів. Стики колон необхідно розташовувати в зонах з мінімальними згинальними моментами .

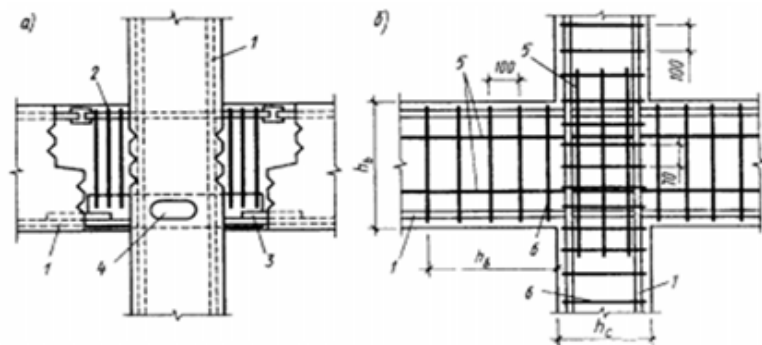


Рис. 12.1.Армування вузла збірної (а) і монолітної (б) залізобетонної рами:
1-поздовжня арматура; 2-поперечна;3-підсилений арматурний випуск;4-опорний столик з кутників із отвором;5-додаткова поздовжня арматура;6-поперечна арматура

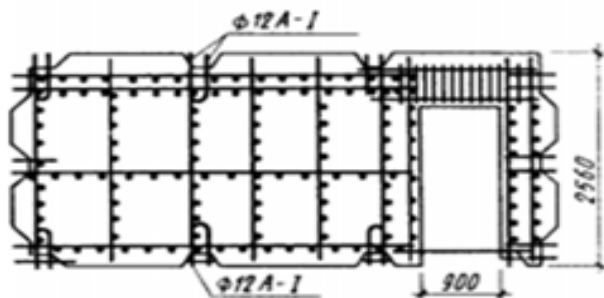


Рис. 12.2 Конструктивне рішення стикових з'єднань панелей внутрішніх стін крупнопанельних споруд

Особливості конструювання великопанельних й об'ємно-блочних будівель. Для будівель сейсмічних районів рекомендують приймати конструктивну схему з несучими поперечними і поздовжніми стінами. Панелі стін і перекриттів з'єднують шляхом зварювання випусків арматури, анкерних стрижнів і закладних деталей. Таким чином всі елементи будівель об'єднують в єдину просторову конструкцію, здатну сприймати сейсмічні навантаження. Несучу здатність будівель підвищують шляхом застосування вертикальної напруженої арматури.

Фундаменти застосовують стрічкові з монолітного залізобетону. При великих навантаженнях і слабких ґрунтах може виявитися раціональним фундамент у вигляді суцільної монолітної плити.

Стінові панелі армують просторовими каркасами. Приклад конструктивного рішення внутрішньої стінової панелі і її стиків показаний на рис. 12.2. Стіни по всій довжині та ширині будинку повинні бути, як правило, безперервними.

Завдяки великій просторовій жорсткості і здібності перерозподіляти зусилля, об'ємно-блокові будівлі цілком підходять для будівництва в сейсмічних районах. При будівництві блоки розмірами на всю кімнату з'єднують по висоті тільки по кутах. Однак по всіх гранях блоків встановлюють вертикальну арматуру. Для підвищення жорсткості горизонтальних стиків блоків доцільно влаштовувати шпонкові зв'язки.

Для зниження сейсмічних навантажень влаштовують у будівлях так званий перший гнучкий поверх, тобто перший поверх багатоповерхових будинків виконують каркасним.

Особливості конструювання кам'яних будівель. У будівлях з несучими стінами з цегли або кам'яної кладки, крім зовнішніх поздовжніх стін, повинно бути не менше однієї внутрішньої поздовжньої стіни. При цьому дотримуються вимоги по мінімальній ширині простінків і максимальній ширині прорізів.

Сейсмостійкість кам'яних стін будівель підвищують арматурними сітками, вертикальними залізобетонними елементами (сердечниками), попереднім напруженням кладки. На рівні перекриттів і покриттів будівель влаштовують антисейсмічні залізобетонні пояси по всіх поздовжніх і поперечних стінах. Зв'язок поясів з кладкою може бути підсилений випусками

арматури і залізобетонними анкерами.

Антисейсмічні пояси влаштовують на всю ширину стіни. Висота поясів повинна бути не менше 150 мм. Їх зводять з бетону класу не нижче В 12,5 і армують чотирма поздовжніми стержнями діаметром 10 і 12 мм при розрахунковій сейсмічності відповідно 7, 8 і 9 балів. Крім того, армують горизонтальною арматурою всі кутові ділянки зовнішніх стін і сполучення внутрішніх стін до зовнішніх. Аналогічне армування застосовують для стін з монолітного бетону.

Прорізи великої ширини і вузькі простінки оздоблюють залізобетонною рамкою (рис. 12.3). Перемички влаштовують, як правило, на всю товщину стіни і закладають в кладку на глибину не менше 350 мм (при ширині отвору до 1,5 м - не менше 250 мм).

12.2 Принцип розрахунку конструкцій на сейсмічні впливи

Розрахунок залізобетонних та кам'яних конструкцій виконують по першій групі граничних станів. При розрахунку по міцності нормальних перерізів згинальних та позацентрово-стислих елементів граничну висоту стиснутої зони бетону приймають на 15 % менше ніж при дії статичних навантажень.

Розрахунок зусиль будівель і споруд на сейсмічні впливи проводять, як і для пружних систем. Неврахування пружно - пластичних властивостей матеріалів веде до переоцінки розрахункових сейсмічних навантажень. Тому розрахункові прискорення ґрунту приймають менше максимальних, зареєстрованих при сильних землетрусах.

Сейсмічні дії і коливання конструкцій можуть бути описані випадковими процесами (випадковими функціями часу). Моменти часу та інтенсивності землетрусу також носять випадковий характер. Тому доцільно застосовувати стохастичні методи розрахунку будівель і споруд на сейсмічні впливи. Оскільки такі методи слабо розвинені, сейсмічні навантаження обчислюють, користуючись динамічними методами (рис. 12.4).

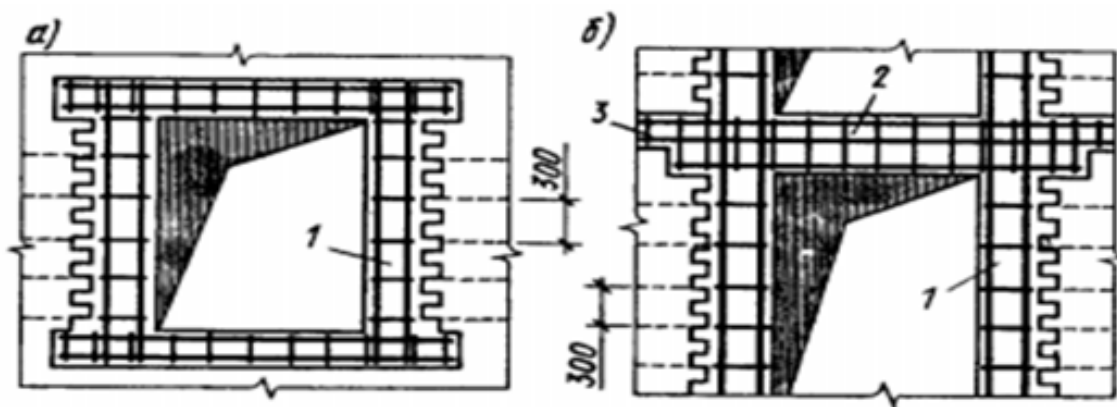


Рис. 12.3 Підсилення граней віконних(а) і дверних(б) проїмів:
1-залізобетонний сердечник; 2-залізобетонна перемичка, з'єднана з обв'язкою; 3- залізобетонна обв'язка

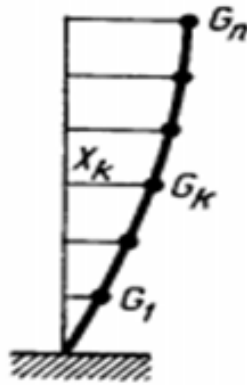


Рис. 12.4 До розрахунку сейсмічних навантажень

Розрахункове горизонтальне сейсмічне навантаження, прикладене до точки k і відповідну i -му тону власних коливань будівель і споруд, визначають за формулою

$$F_{ik} = x_1 x_2 F_{0ik} \quad (12.1)$$

Тут - $x_1 \leq 1$ коефіцієнт, що враховує допустимі пошкодження конструкцій ($x_1 = 1$, якщо пошкодження не допускаються); $x_2 = 0.5 \dots 3$ коефіцієнт, що враховує конструктивне рішення і число поверхів будівель і споруд;

$$F_{0ik} = G_k \alpha \beta_i x_3 \eta_{ik} \quad (12.2)$$

Значення сейсмічного навантаження, яке визначається у припущенні пружного деформування конструкцій, де G_k - вага будівлі або споруди, віднесений до точки k ; $\alpha = 0,1 ; 0,2$ і $0,4$ відповідно для розрахункової сейсмічності 7, 8 і 9 балів; $\beta_i = 3$ коефіцієнт динамічності, що відповідає i -му тону власних коливань будівлі або споруди і залежний від періодів його власних коливань T_i і категорії ґрунтів за сейсмічними властивостями;

$x_3 = 1 \dots 1.5$ - коефіцієнт, що залежить від характеристики конструкцій;

$$\eta_{ik} = x_{ik} \sum_{j=1}^n (G_j x_{ij}^2) \quad (12.3)$$

коефіцієнт, що залежить від форми деформацій будівлі або споруди при його власних коливаннях за i -му тону і від місця розташування навантаження G_k (див. рис. 12.4).

Розрахункові значення зусиль в залізобетонних і кам'яних конструкціях від сейсмічного навантаження

$$S_{ef} = \sqrt{\sum_{i=1}^m S_i^2} \quad (12.4)$$

де S_i - значення зусиль, що викликаються сейсмічними навантаженнями, відповідними i -й формі коливань; m - число врахованих у розрахунках форм коливань. Для кам'яних будинків висотою до п'яти поверхів допускають визначати сейсмічні навантаження з урахуванням тільки першої (основної) форми коливань.

Розрахункові вертикальні сейсмічні навантаження обчислюють за

формулами (12.3) і (12.4) при коефіцієнтах $x_2 = x_1 = 1$. Для будівель з несучими стінами з монолітного бетону і кам'яної кладки вертикальне сейсмічне навантаження приймають рівним 15 % і 30 % вертикального статичного навантаження при розрахунковій сейсмічності відповідно 8 і 9 балів. Вертикальне навантаження необхідно враховувати лише при розрахунку кам'яних і консольних конструкцій, а також рам, арок, ферм і просторових покриттів прольотами 24 м і більше. Напрямок дії вертикального навантаження (вверх або вниз) приймають більш не вигідним для напруженого стану конструкції.

При розрахунку конструкцій розрахункові постійні, тимчасові довготривалі та короточасні навантаження множать на коефіцієнти сполучень, рівні відповідно 0,9; 0,8 і 0,5. При цьому вітрове навантаження, короточасні динамічні дії обладнання, інерційні сили від мас на гнучких підвісках і температурні кліматичні дії не враховують.

При розрахунку підпірних стін слід враховувати сейсмічний тиск ґрунту, а при розрахунку резервуарів - сейсмічний тиск рідини.

Допускають приймати плоску розрахункову схему багатопверхових будівель із стінами з монолітного бетону, збірних залізобетонних панелей і кам'яної кладки. Відповідно до даної схеми горизонтальні сейсмічні сили сприймають ряд вертикальних діафрагм, паралельних напрямку навантаження. Сейсмічне навантаження розподіляється між діафрагмами пропорційно їх жорсткості.

Лекція №13: Особливості проектування конструкцій, які експлуатуються в умовах підвищених та високих температур

13.1 Конструкції в умовах високих температур

Вплив підвищених і високих температур на конструкції. Конструкції деяких промислових будівель і споруд піддаються впливу підвищених і високих технологічних температур. Систематичному впливу температури піддаються також залізобетонні конструкції біологічного захисту атомних реакторів, що оберігає обслуговуючий персонал від радіації. Крім того, несучі конструкції повинні володіти достатньою вогнестійкістю, тому залізобетонні та кам'яні конструкції повинні бути розраховані на нагрівання і вогнестійкість.

Температури навколишнього середовища від 50 до 200°C включно називають підвищеними, а понад 200°C - високими. Залізобетонні конструкції, призначені для роботи в умовах впливу підвищених температур, передбачають, як правило, із звичайного важкого бетону середньої щільності від 2000 до 2500 кг/м³. Для роботи конструкцій в умовах високих температур до 300°C застосовують звичайний бетон або жаростійкий бетон щільної структури середньої щільності 1100 кг/м³ і більше. При температурах понад 300°C застосовують конструкції з жаростійкого бетону.

Жаростійкий бетон застосовують різних класів за міцністю на стиск В10...В40. Його класи при гранично допустимій температурі позначають

цифрами від 3 до 18. Цифра класу вказує на гранично допустиму температуру застосування жаростійкого бетону, зменшену в 100 разів. За термічної стійкості розрізняють марки жаростійкого бетону $T_1 5...T_1 25$ у водних і $T_2 10...T_2 25$ у повітряних теплозінах. Цифри позначають число теплозінів, які повинні витримати жаростійкий бетон.

Вплив нагрівання на міцність звичайного бетону видно з (рис. 13.1,а). При температурі нагріву $t = 60...100^{\circ}\text{C}$ міцність важкого бетону знижується на 10...15 % при стисненні і на 25...35 % при розтягуванні. Це пояснюється зниженням міцності цементного каменю і розклинюючою дією водних плівок, обгортаючих цементний камінь і заповнювачі. Підвищення міцності звичайного бетону при температурі $200...300^{\circ}\text{C}$ пояснюють збільшенням міцності цементного каменю за рахунок ущільнення його структури. При температурі понад 300°C міцність бетонів знижується внаслідок порушення структури цементного каменю і виникнення значних напружень через градієнт температури між зовнішніми і внутрішніми шарами бетону.

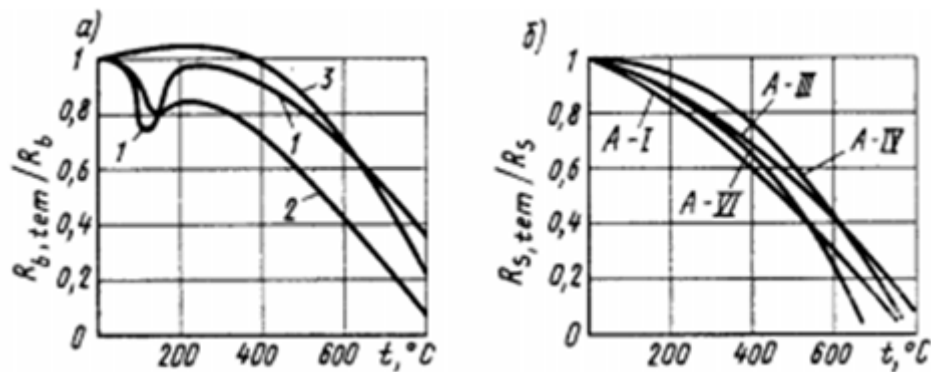


Рис. 13.1 Вплив короточасного нагріву на призмову міцність звичайного бетону (а) і межу текучості арматурної сталі(б):

1-важкий бетон середньої міцності; 2-високоміцний; 3-керамзитобетон

Так як легкий бетон нагрівається повільно, то його міцність знижується лише при температурі понад 300°C .

При тривалому постійному нагріванні до температури 200°C бетон висихає і міцність його при стисненні може відновлюватися. Однак при циклічному впливі температури і вологості навколишнього середовища міцність бетону сильно знижується (приблизно на 30% після 50 циклів і на 50% - після 200 циклів впливу).

Вологі бетони при сильному нагріванні, наприклад при пожежі, можуть крихко руйнуватися. Крихке руйнування бетону починається через 5...20 хв від початку нагріву з відколом великих шматків від нагрівання поверхні конструкції. Передчасне велике руйнування бетону пояснюють вологовмістом, наявністю карбональних заповнювачів, а також збільшенням пари в замкнених порах бетону.

Вплив нагрівання на межу текучості арматурної сталі наведено на рис. 13.1,б. При нагріванні пластичність сталі знижується, хоча тимчасовий опір розриву трохи підвищується. При температурі нагріву понад 300°C площа

текучості м'якої сталі зникає. При температурі 500°C всі механічні властивості арматури погіршуються. Однак в охолодженому стані вони відновлюються.

Механічні властивості сталі сильно погіршуються через її руйнування і знеміцнення при температурах понад 400...500°C для гарячекатаної арматури і понад 150...300°C- для високоміцного дроту і канатів. На швидкість прогрівання арматури впливає маса металу. Чим більше щільність бетону, тим цей вплив менше.

Залізобетонні балки, як правило, руйнуються в результаті розриву розтягнутої арматури, нагрітої до критичної температури. Внаслідок нагрівання в ригелях рами відбувається додатковий перерозподіл зусиль. При цьому негативні згинальні моменти у вузлах рами збільшуються і позитивні прогонові моменти зменшуються.

При односторонньому нагріванні збільшуються прогини елементів, що згинаються, внаслідок чого їх опорні реакції зміщуються до краю опори. Збільшення стискаючих напруг в даній зоні опори може привести її до руйнування.

Залізобетонні колони руйнуються через втрати міцності бетону і прояви його повзучості в сильно нагрітих шарах. Внаслідок перерозподілу напружень перевантажується середня зона поперечного перерізу колон, що призводить до їх руйнування. Крім того, в крайніх колонах каркасів виникають додаткові поперечні сили і згинальні моменти за рахунок розширення перекриття і покриття.

Бетонні і кам'яні стіни внаслідок одностороннього обігріву згинаються і працюють під навантаженням як позацентрово стиснуті елементи зі збільшуваним ексцентриситетом.

Розрахункові характеристики бетону і арматури. Вплив температури нагрівання на фізико-механічні властивості звичайного бетону враховуються шляхом застосування додаткових коефіцієнтів умов роботи (табл. 13.1).

Коефіцієнти умов роботи бетону при стиску γ_{bt} і розтязі γ_{tt} і багаторазовому повторному навантаженні γ_{bl} , приймають в залежності від температури бетону і тривалості її дії, а також від складу бетонної суміші. Коефіцієнтом β_b враховують зниження модуля пружності бетону. Коефіцієнт пружності V_{bt} характеризує пружнопластичний стан стиснутого бетону при визначенні приведенного перерізу бетону. Коефіцієнт пружності V_t , характеризує пружнопластичний стан бетону стиснутої зони при розрахунку деформацій конструкцій. Коефіцієнт лінійної температурної деформації бетону α_{bt} приймають з врахуванням температури і швидкості її підйому.

Коефіцієнти умов роботи γ_{st} і V_s , що характеризують пружнопластичні властивості сталі, залежать від тривалості нагріву розтягнутої арматури (табл. 8.3).

Температурні деформації залізобетонних елементів. При розрахунку деформацій, що викликаються дією температури, приймають лінійний розподіл температур по висоті перерізу елемента. Температуру арматури приймають

рівною температурі бетону в місці її розташування. Подовжню деформацію елементів ε_t визначають на рівні осі, яка проходить через центр ваги перерізу, а кривизну осі $\rho_t = 1/r_t$, приймають рівною тангенсу кута нахилу трапецієподібної епюри деформацій бетону в перерізі (рис. 13.2).

Показники температурних деформацій елементів визначають за формулами:

для бетонного елементу (рис. 13.2, а)

$$\varepsilon_t = \frac{\gamma_t (\alpha_{bt1} t_{b1} y + \alpha_{bt2} t_{b2} y')}{h} \quad (13.1)$$

$$\rho_t = \frac{\gamma_t (\alpha_{bt1} t_{b1} - \alpha_{bt2} t_{b2})}{h} \quad (13.2)$$

Таблиця 13.1 Коефіцієнти умов роботи γ_{bt}, γ_{tt} і γ_{b1t} модуля пружності β_b пружності V_{bt} і V_t , і лінійної температурної деформації α_{bt} для звичайного важкого бетону і жаростійкого бетону без тонкомолотої спеціальної добавки

Коефіцієнт	Розрахунок на нагрів	Температура бетону, °С				
		50	70	100	200	300
γ_{bt}	Короткочасний	1	0,85	0,9	0,8	0,65
	Тривалий	1	0,85	0,9	0,8	0,5
	Тривалий із зволоженням	1	0,65	0,4	0,6	—
γ_{tt}	Короткочасний	1	0,7	0,7	0,6	0,4
	Тривалий	1	0,7	0,7	0,5	0,2
	Тривалий із зволоженням	1	0,5	0,3	0,4	—
γ_{b1t}	Без зволоження	0,8	0,6	0,35	—	—
	З перемінним зволоженням	0,7	0,5	0,25	—	—
β_b	Короткочасний	1	0,9	0,8	0,6	0,4
	Тривалий	1	0,9	0,8	0,6	0,4
	Тривалий із зволоженням	1	0,5	0,2	0,4	—
V_{bt}	Короткочасний	0,85	0,65	0,7	0,7	0,65
	Тривалий	0,3	0,25	0,25	0,25	0,2
V_t	Короткочасний	0,45	0,4	0,45	0,45	0,35
	Тривалий	0,15	0,15	0,15	0,15	0,1
$\alpha_{bt2} \cdot 10^6$	Короткочасний	10	10	10	9,5	9
	Тривалий	4	4	4,5	7,2	7,5

для залізобетонного елемента з тріщинами в розтягнутій зоні у менш нагрітій грані (рис. 13.2,б)

$$\varepsilon_t = \frac{\gamma_t [\alpha_{st,m} t_s (h_0 - y_s) + \alpha_{bt1} t_{b1} y_s]}{h_0} \quad (13.3)$$

$$\rho_t = \frac{\gamma_t (\alpha_{bt1} t_{b1} - \alpha_{st,m} t_s)}{h_0} \quad (13.4)$$

Таблиця 13.2 Коефіцієнти умов роботи γ_{st} , пружності V_{st} і лінійної температурної деформації $\alpha_{st} \cdot 10^6$ арматурної сталі

Клас арматури	Коефіцієнт	Розрахунок та нагрів	Температура сталі, °C							
			50...100	200	300	400	450	500	550	600
А-I; А-II	γ_{st}	Короткочасний	1	0.95	0.9	0.85	0.75	0.6	0.45	0.3
		Тривалий	1	0.85	0.65	0.35	0.15	—	—	—
Вр-I	γ_{st}	Короткочасний	1	0.9	0.85	0.6	0.45	0.25	0.12	0.05
		Тривалий	1	0.8	0.6	0.3	0.1	—	—	—
А-III; А-IIIв; А-IV; А-V	γ_{st}	Короткочасний	1	1	0.95	0.85	0.75	0.6	0.4	0.3
		Тривалий	1	0.9	0.75	0.4	0.2	—	—	—
Ат-IV; Ат-V	γ_{st}	Короткочасний	1	1	0.9	0.8	0.65	0.45	0.3	0.2
		Тривалий	1	0.85	0.7	0.35	0.15	—	—	—
В-II; Вр-II; К-7; К-19;	γ_{st}	Короткочасний	1	0.85	0.7	0.5	0.35	0.25	0.15	0.1
		Тривалий	1	0.75	0.55	0.25	0.05	—	—	—
Усі класи	V_{st}	Короткочасний	1	1	0.9	0.7	—	—	—	—
		Тривалий	1	1	0.6	0.3	—	—	—	—
	α_{st}	Короткочасний і тривалий	11,5	12,5	13	13,5	13,6	13,7	13,8	13,9

для залізобетонного елемента з тріщинами в розтягнутій зоні у більш нагрітій грані (рис. 8.2,в)

$$\varepsilon_t = \frac{\gamma_t [\alpha_{st,m} t_s (h_0 - y_s) + \alpha_{bt2} t_{b2} y_s]}{h_0} \quad (13.5)$$

$$\rho_t = \frac{(\alpha_{st,m} t_s - \alpha_{bt2} t_{b2})}{h_0} \quad (13.6)$$

У виразах (13.1)...(13.6) γ_t - коефіцієнт надійності по нагріванню, що дорівнює 1,1 при розрахунку по першій групі граничних станів і 1-по другій групі: t_{b1}, t_{b2} і t_s - температури нагрівання бетону та арматури :

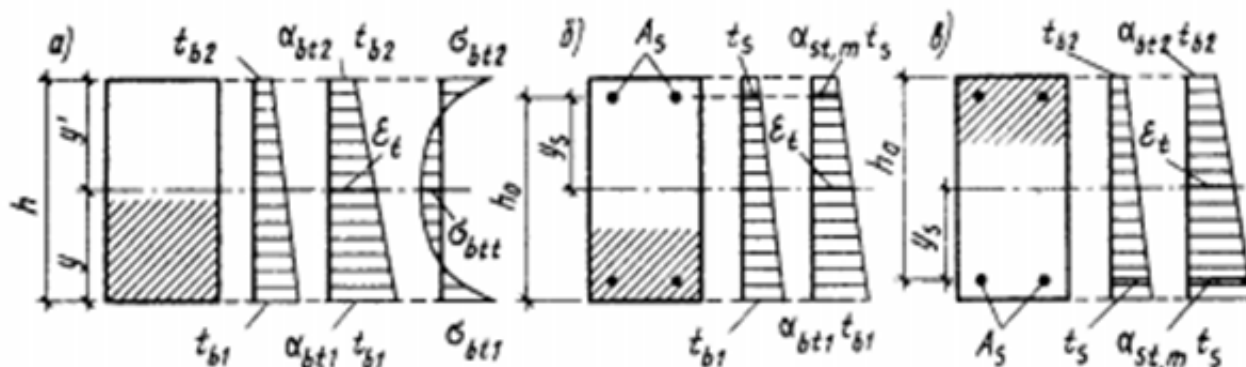


Рис. 13.2. Епюри розподілу температури t і температурних подовжень ε_t в нормальному січенні бетонного елемента (а), а також залізобетонного елемента з розтягнутою зоною у менш нагрітої (б) і більш нагрітої (в) межі

$$\alpha_{st,m} = \alpha_{bt} + (\alpha_{st} - \alpha_{bt}) \varphi_\alpha \quad (13.7)$$

Коефіцієнт температурного розширення арматури в бетоні елементу з тріщинами в розтягнутій зоні, де коефіцієнт $\varphi_\alpha = 0.2 \dots 1$ залежить від відсотку армування перерізу поздовжньо розтягнутою арматурою і відношення моменту M_{set} при розрахунку за граничними станами другої групи до моменту M при розрахунку за граничним станом першої групи.

При тривалій двосторонній дії температури конструкції прогріваються більш рівномірно і менш викривлюються.

Розрахунок конструкцій на нагрів. Конструкції, що знаходяться в умовах впливу температур, розраховують на можливе несприятливе поєднання зусиль, що викликаються короткочасним і тривалим нагріванням, зовнішнім навантаженням і власною вагою.

У статично визначених конструкціях при лінійному розподіленні температури по висоті перерізу елемента, температурних зусиль не виникає. Такі конструкції розраховують на поєднання зусиль при тривалому нагріванні.

У статично невизначених конструкціях додатковий перерозподіл зусиль внаслідок температурного градієнта залежить від спільної дії температури і навантажень, а також жорсткості елементів. Такі конструкції розраховують двічі з урахуванням сполучень зусиль при першому нагріванні, коли виникають найбільші температурні зусилля, і при тривалому нагріванні, коли виникають найбільші деформації.

Розрахунок на нагрів конструкцій із звичайного важкого бетону здійснюють з урахуванням наступних рекомендацій: розрахункові опори бетону та арматури приймають з урахуванням додаткових коефіцієнтів умов роботи, приведених в таблицях 8.2 та 8.3; при цьому розрахункові опори бетону

стиску встановлюють з урахуванням середньої температури стиснутої зони або полиці, а розрахункові опори бетону розтягу визначають для температури нагріву бетону на рівні розтягнутої арматури; граничне значення відносної висоти стиснутої зони визначають за формулою:

$$\varepsilon_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s R}{400 \gamma_{st} (1 - \frac{\omega}{1.1})}} \quad (13.8)$$

Тут параметр $\omega = 0,8-0,008 R_b, \gamma_{bt}$, де R_b - опір бетону на стиск, МПа; додаткові втрати попереднього напруження арматури приймають: 30% втрат від повзучості бетону при нормальній температурі і

$$\sigma_{rel,t} = 0.013(t_s - t_p) \sigma_{sp1} \quad (13.9)$$

від релаксації напружень в сталі, де t_s - температура нагріву арматури; t_p - температура арматури при натязі; σ_{sp1} - попередні напруження арматури з урахуванням перших втрат; ширину (мм) розкриття нормальних тріщин при температурі понад 100°C обчислюють за формулою:

$$\alpha_{crc} = \delta \eta [\varphi_1 \sigma_s / (E_s \beta_s \nu_s) + (\alpha_{st,m} - \alpha_{bt}) t_s] (70 - 2000 \mu)^3 \sqrt{d}, \quad (13.10)$$

де $\delta=1.2$ -для розтягнутих і $\delta=1$ -для інших елементів; η - коефіцієнт, що характеризує вид арматури: φ_t - коефіцієнт, що залежить від тривалості дії навантаження; σ_s - напруження в розтягнутій арматурі; μ - коефіцієнт армування даною арматурою, що приймається в розрахунках не більше 0.02; d - діаметр арматури, мм;

ширину розкриття похилих тріщин при температурі понад 100°C збільшують на

$$\Delta \alpha_{crc,inc} = (\alpha_{st} - \alpha_{bt}) t_m s_w, \quad (13.11)$$

де t_m - температура в середині висоти перерізу; s_w - крок хомутив;

кривизну осі елементів, які не мають тріщин в розтягнутій зоні, визначають з коефіцієнтами $\varphi_{b1} = 0,75$ і $\varphi_{b2} = 3$, враховуючи вплив відповідно короткочасної і тривалої повзучості бетону;

кривизну осі елементів, що мають тріщини в розтягнутій зоні, визначають з коефіцієнтом φ_t , що характеризує пружнопластичний стан бетону стиснутої зони при тривалій дії навантажень.

Розрахунок конструкцій на вогнестійкість. Розрахунок конструкцій на вогнестійкість зводиться до визначення критичних значень коефіцієнтів умов роботи матеріалів і критичних температур їх нагріву, а також до теплотехнічного розрахунку, дозволяючому визначити час в годинах для досягнення значень критичної температури матеріалів. Даний час зіставляється з вимогами протипожежних норм проектування будівель і споруд. Розрахунок ведеться при нормативній (95%-вій) забезпеченості опорів матеріалів.

Наприклад, розрахунок на вогнестійкість залізобетонної балки з напруженою поздовжньою арматурою класу Ат-V виконують наступним чином:

складають умови рівноваги зусиль у стадії руйнування балки

$$M = R_{s,ser} \gamma_{st,cr} A_s (h_0 - 0.5x) \quad (13.12)$$

де відносна висота стиснутої зони бетону

$$x = h_0 - \sqrt{h_0 - 2M / (b R_{ser} \gamma_{st,cr})} \quad (13.13)$$

З виразу (13.12) критичне значення коефіцієнта умов роботи арматури

$$\gamma_{st,cr} = \frac{M}{[R_{s,ser} A_s (h_0 - 0.5x)]} \quad (13.14)$$

Тоді критичну температуру нагрівання арматури класу Ат-V обчислюють

$$t_{s,cr} = 660 - 330 \gamma_{st,cr} \quad (13.15)$$

яка дозволяє визначити час нагрівання балки до руйнування з урахуванням коефіцієнта температуропроводності бетону, розташування арматури і щільності бетону.

Заходи з підвищення жаро-і вогнестійкості конструкцій. Масивні конструкції краще чинять опір впливу високих температур. При пожежі колони великого поперечного перерізу з невеликою кількістю арматури краще чинять опір дії вогню, ніж колони невеликого поперечного перерізу і тим більше сильно армовані. Тому площа перерізу поздовжньої арматури колон не повинна перевищувати 3% площі їх поперечного перерізу.

Ширина температуро-усадкового шва b не повинна перевищувати $\epsilon_t l$, де ϵ_t -відносне подовження осі елемента; l -відстань між температурними швами. Крім того, ширину b приймають не менше 20 мм. Шов заповнюють шнуровим азбестом, змоченим в глиняному розчині.

Для зниження температурних зусиль від нерівномірного нагріву по перетині елементів в стислій, більш нагрітій, зоні бетону влаштовують компенсаційні шви шириною 2...5 мм з кроком 600...800 мм і на глибину не більше 30% висоти перетину. Шви направляють перпендикулярно дії стискаючих температурних зусиль.

При дії підвищених технологічних температур не рекомендують застосовувати кладку із силікатної цегли. Кам'яну кладку виконують на звичайному цементному розчині, якщо температура нагріву на її поверхню не перевищує 250°C. Кладку з якісної глиняної цегли на жаростійкому розчині виконують до температури нагріву 500°C. Жаростійкий цементний розчин готують на порошку середнього помелу, виготовленого з бою шамотної цегли.

Арматурні стержні встановлюють у вертикальні шви кладки на відстані не менше півцеглини від зовнішньої поверхні.

Арматурні сталі, призначені для конструкції, працюючі в умовах нагріву, повинні володіти достатньою пластичністю. При високих температурах рекомендують застосовувати жаростійку арматурну сталь марки 08X17T. Арматуру, поставлену в гарячу зону жаростійкого бетону з конструктивних міркувань, змащують вигораючою обмазкою на бітумній основі.

Діаметр поздовжньої арматури не повинен перевищувати 28; 25; 20; 16 і 12 мм при температурі нагріву відповідно 100; 100...200; 200...300; 300...400 і ≥ 400 °C. Довжину анкерування стрижнів збільшують на 5 діаметрів.

Товщину захисного шару звичайного бетону збільшують не менше ніж на 5 мм, і не менш ніж до $1,5d$; $2d$ і $2,5d$ при температурі нагріву відповідно <100 ; $100...300$ і $> 300^{\circ}\text{C}$. У конструкціях з жаростійкого бетону її приймають не менше 30...40 мм для плит або стін і 45...50 мм в балках і колонах.

При нагріванні залізобетонних конструкцій може сильно збільшуватися довжина передачі попередніх напружень l_p . Тому рекомендують торцеві зони переднапружених елементів потовщити, щоб відстань від арматури до нагріваючої поверхні балки була не менше 75 мм. Крім того, в цій зоні ставлять додаткові хомути на відстані від торця не менше 1 м і не менше $1,5l_p$.

13.2 Конструкції, які експлуатуються і зводяться при низьких температурах

Особливості проектування залізобетонних конструкцій, експлуатованих при низьких температурах. При проектуванні конструкцій, експлуатованих в суворих природно-кліматичних умовах, слід передбачити заходи щодо забезпечення довговічності будинків і споруд. Це пояснюється тим, що будівельні роботи при низьких температурах вимагають великих матеріальних і трудових витрат, а ремонт конструкції може в кілька разів перевищувати вартість їх зведення. Вимоги по довговічності відносяться в першу чергу до залізобетонних конструкцій фундаментів і підземних споруд.

Ступінь суворості температурних впливів залежить від середньої річної температури і розмаху коливань середньо-місячних температур навколишнього середовища (табл. 13.4).

В умовах низьких температур рекомендують застосовувати бетони щільної структури і підвищеної морозостійкості. По В.М.Москвіну, *причинами деградації бетону при низьких температурах є*: відмінність коефіцієнтів деформацій.

Таблиця 13.4 Класифікація температурних впливів

Умови суворості температурних впливів	Середня річна температура, $^{\circ}\text{C}$	Розмах коливань середньомісячних температур, $^{\circ}\text{C}$
Нормальні	Більше +11	Не більше 22
Середні	+6	28...30
Суворі	0	34...36
Особливо суворі	-5 і нижче	44...46

Між складовими частинами бетону; замерзання води в замкнутих просторах, коли вона заповнює не менше 92% обсягу пор; гідравлічний тиск від переміщення фронту холоду від поверхні в глиб конструкції, гранична величина якого залежить від міцності бетону на розтяг і швидкості замерзання бетону; утворення крижаних лінз в порах бетону при стабільному фронті холоду внаслідок капілярного підняття і конденсації парів води у холодній

поверхні льоду.

У тонкостінних конструкціях основною причиною руйнування бетону є замерзання води в капілярах і порах бетону. У товстостінних конструкціях морозостійкість бетону в значній мірі залежить від його опору гідравлічного тиску, тому при підборі марок бетону за морозостійкості і водонепроникності слід враховувати розміри бетонних і залізобетонних конструкцій, а не тільки агресивність режиму навколишнього середовища, як це рекомендується нормами проектування.

Багаторазове циклічне заморожування до -50°C і відтанення бетону без зволоження практично не впливає на його міцність. Однак у тих випадках, коли відтанення бетону відбувається у вологих умовах, міцність його може сильно знижуватися, тому в особливо суворих умовах експлуатації залізобетонних конструкцій рекомендують застосовувати бетон на напруженому цементі з добавкою суперпластифікатора. Причому суперпластифікатори слід використовувати при приготуванні сумішей для збірних і монолітних залізобетонних конструкцій, експлуатованих при низьких температурах, в тому числі в агресивних ґрунтах.

Негативні температури роблять шкідливий вплив на деформативні властивості арматурних сталей. Хоча межа текучості і тимчасовий опір сталей при заморожуванні дещо підвищуються, їм характерна схильність до холодноламкості при ударі. Найбільшу схильність до крихкого руйнування мають киплячі і термічно зміцнені сталі, найнижчу - сталь марки 10 ГТ класу А-ІІ. Дану арматурну сталь рекомендують застосовувати в конструкціях, що експлуатуються чи зводяться в умовах низьких температур.

Вид арматури і сталі для закладних деталей застосовують з урахуванням умов експлуатації конструкцій на відкритому повітрі і в неопалюваних будівлях, а також температури повітря і характеру діючих навантажень.

Для тваринницьких та інших будівель з відносною вологістю середовища понад 75% конструкція зовнішніх стін повинна бути двошаровою. В якості ізолюючого шару з внутрішньої сторони стіни застосовують щільний важкий бетон.

При проектуванні конструкцій слід мати на увазі, що при низьких температурах може змінюватися інтенсивність деяких навантажень. Наприклад, внаслідок зміни температур навколишнього середовища та ґрунту тиск останнього на підпірну стіну збільшується на 50...100%.

При розрахунку статично невизначених конструкцій слід враховувати додатковий перерозподіл зусиль. Небезпечним є виникнення додаткових розтягуючих поздовжніх сил в ригелях рам при зниженні температури навколишнього середовища.

Особливості бетонних робіт у зимових умовах. Після замерзання, твердіння бетону припиняється. Воно триває лише після відтавання і витримування бетону при позитивній температурі. Однак остаточна міцність бетону знижується ще більше, ніж у більш ранньому віці коли він замерз. Тому середня кубикова міцність бетону до моменту заморожування або критична міцність повинна складати не менше 5...10 МПа. Умови та термін, до якого

допускається замерзання бетону звичайних і попередньо напружених залізобетонних конструкцій, рекомендується вказувати в проєкті. Набір бетоном необхідної проєктної міцності досягають декількома способами.

Протиморозні добавки економічно доцільні, якщо зовнішня негативна температура дозволяє досягати критичної міцності бетону до кінця встановленого терміну. Вид протиморозної добавки залежить від типу конструкції, її армування і агресивності експлуатаційного середовища. Кількість добавки знаходиться в межах 3...16% від маси цементу і встановлюється будівельною лабораторією.

Рекомендують застосовувати комплексні добавки, що містять суперпластифікатори, протиморозні компоненти CaCl_2 , NaCl , NaNO_2 , HНК , K_2CO_3 та ін. У комплексних добавках витрата дефіцитних протиморозних компонентів зменшується в 4...5 разів.

Електротермообробку бетону виконують методами електродного прогріву, прогріву різними електронагрівальними пристроями і індукційного нагріву в електромагнітному полі. При застосуванні електродного прогрівання бетон прогривають у конструкції або до його укладання в опалубку за рахунок теплоти, що виділяється всередині бетону, даний метод відноситься до найбільш ефективного і економічного виду електротермообробки.

Раціональним вважають периферійне електропрогрівання бетону за допомогою електродів, прикріплених на опалубці. Даний спосіб електропрогрівання бетону забезпечує якість залізобетонних конструкцій, бетонованих при низьких температурах. Доцільно при цьому застосовувати бетонні суміші з протиморозними добавками.

Спосіб термосу заснований на використанні теплоти підігрітих складових бетонних сумішей і теплоти, що виділяється при твердінні цементу. Цей спосіб рекомендують застосовувати при бетонуванні масивних конструкцій.

Лекція №14: Особливості проєктування конструкцій, які експлуатуються в умовах агресивного середовища. Підсилення залізобетонних конструкцій при реконструкції будівель і споруд

14.1 Особливості проєктування конструкцій, які експлуатуються в умовах агресивного середовища

Причини корозії бетону, кам'яної кладки і арматури. Агресивні середовища, оточуючі залізобетонні та кам'яні конструкції, класифікують за кількома ознаками: за агрегатним станом середовища поділяють на рідкі, тверді і газоподібні; по механізму корозійних процесів-електро-хімічну корозію арматури і хімічну корозію бетону; за умовами протікання корозії - атмосферну, підземну (для металу) і підводну (для бетону).

Зазвичай враховують чотири класи (ступеня) впливу навколишнього середовища: неагресивну, слабо-, середньо- і сильноагресивну. Ступінь агресивності оцінюють по зміні фізико-механічних характеристик будівельних матеріалів, по втратах маси в часі (для арматури) і т. д.

У слабоагресивному середовищі механічні властивості матеріалів погіршуються незначно (до 5%) і стабілізуються в часі. У середньоагресивному середовищі погіршення механічних властивостей становить 5...20% і процес протікання корозії стабілізується через великий проміжок часу. У сильноагресивному середовищі механічні властивості знижуються настільки сильно, що процеси руйнування матеріалів не припиняються в часі.

Таблиця 14.1 Класифікація вологого режиму приміщень

Вологий режим приміщення	Вологість в % при температурі повітря		
	до 12 °С	12...24°С	більше 24°С
Сухий	До 60	До 50	До 40
Нормальний	60...75	50...60	40...50
Вологий	Більше 75	60...75	50...60
Мокрий	Більше 75	Більше 75	Більше 60

Агресивність газових середовищ поділяють на чотири групи (А, В, С і D). Вона пов'язана з вологістю навколишнього середовища. В умовах, коли утворюється конденсат, виникає корозія бетону і кам'яної кладки. Гази при взаємодії з цементним каменем утворюють розчинні солі, які дифундують в глибину бетону.

У сухій атмосфері газу не викликають корозії залізобетонних і кам'яних конструкцій, тому нормування температурного перепаду Δt у виробничих і тваринницьких будівлях пов'язано не тільки з вимогами до гігієнічності приміщень, а й корозійної стійкості конструкцій. Шкідливий вплив газів сильно проявляється лише при вологих і мокрих режимах навколишнього середовища (табл. 14.1). Причому режим приміщень залежить від відносної вологості і температури повітря.

Причинами корозії арматури є вплив хлоридів, а також проникність, карбонізація і розтріскування бетону. Шкідливий вплив хлоридів знижують інгібітори корозії, наприклад нітрит натрію і т. д. Для арматури небезпечна локальна корозія, що викликається сіллю, присутньою у воді і наповнювачах. Бетон з водневим показником рН 11,8...12,5 через сильну лужну реакцію сприяє пасивуванню сталевих арматур. При значеннях рН нижче 11,8...11,5 починається корозія арматури (для чистої води показник рН7).

Ступінь корозії арматури практично є пропорційною фактору часу. Внаслідок корозії сталі збільшується діаметр стрижнів, що є причиною утворення тріщин, що йдуть уздовж арматури.

Соляна, сірчана і азотна кислоти, а також концентровані луги є виключно агресивними середовищами. Процеси корозії матеріалів прискорюються, якщо продукти взаємодії кислот з бетоном або кладкою безперервно видаляються із зони реакції. При дії кислот і лугів розрізняють три види корозії бетону. Корозія першого виду викликає розчинення і винесення з бетону активних його компонентів при обміні води в каналах, лотках, резервуарах і т. п. Корозія другого порядку відбувається при хімічній взаємодії між рідким середовищем і цементним каменем, що призводить бетон до суцільного руйнування. Корозія

третього виду характеризується утворенням в порах бетону солей і лугів з подальшою їх кристалізацією і руйнуванням бетону при зростанні кристалів. Чисті види корозії бетону практично не зустрічаються, так як один вид корозії переходить в інший.

Слід зазначити, що легкий бетон є менш стійким матеріалом, ніж щільний важкий бетон, оскільки для пористого заповнювача характерна підвищена проникність.

Напружений стан конструкцій робить істотний вплив на інтенсивність корозійних процесів. Наприклад, при розтягуванні елементів підвищується проникність бетону і кам'яної кладки, а тим самим знижується їх корозійна стійкість.

Захист конструкцій від корозії. Найбільш ефективним способом підвищення довговічності залізобетонних і кам'яних конструкцій є зменшення ступеня агресивності навколишнього середовища. Крім того, необхідно застосовувати раціональні конструктивні рішення і заходи по захисту від корозії бетону, кладки, сталевих арматури і заставних деталей.

Первинний захист від корозії характеризується вибором ефективних матеріалів, конструктивних заходів та спеціальних способів технології будівельних робіт. Бетони та розчини рекомендують готувати на спеціальних цементах, наприклад сульфатостійких, застосовувати пластифікуючі, повітревтягувальні і ущільнюючі добавки, а також інгібітори корозії арматурної сталі.

В якості напруженої арматури попередньо напружених конструкцій, призначених для роботи під навантаженням в умовах агресивного навколишнього середовища, слід переважно застосовувати гарячекатану арматуру класу А 500С і термічно зміцнену арматуру класів Ат-IVК. Ат-VCK, Ат- VIК.

Дослідження свідчать, що в агресивному середовищі довговічність залізобетонних конструкцій підвищується приблизно в стільки разів, у скільки разів збільшують товщину захисного шару бетону. Тому захисний шар бетону для арматури збірних конструкцій приймають не менше 20...25 мм в газових і 30...35 мм в рідких середньо і сильноагресивних середовищах. Так як в конструкціях з монолітного бетону більш важко забезпечувати проектне положення арматури, то захисний шар бетону рекомендують збільшити на 5...10 мм.

В умовах агресивного навколишнього середовища рекомендують застосовувати конструкції підвищеної тріщиностійкості. Причому невелика ширина розкриття тріщин до 0,1 мм не є причиною корозії арматури в газоповітряному середовищі, так як такі тріщини швидко заповнюються продуктами корозії бетону і пилом. Недефіцитні синтетичні та інші волокна в кількості 0,6...1 кг на 1 м³ бетонної суміші знижують усадочні і температурні напружки, підвищують міцність і розтяг бетону і тим самим довговічність бетонних і залізобетонних конструкцій.

Конструкції, що знаходяться в умовах сильноагресивного середовища, доцільно виготовляти з хімічно стійких бетонів, в тому числі кислототривких

на рідкому склі неармованих бетонів і полімербетонів на синтетичних смолах, використаних для армованих конструкцій.

Вторинний захист від корозії досягається обмеженням або виключенням дії агресивного середовища на конструкції. Даний захист являє собою захисне просочування бетону розплавом сірки, мономерами, розплавленим бітумом, петролатумом і т.п. Просочення розплавом сірки виконують при атмосферному тиску в ваннах. Просочування ефективно збільшує водо-, морозо- і корозійну стійкість бетону, а також покращує його механічні властивості.

До вторинного захисту конструкцій відносяться також лакофарбові покриття, у тому числі армовані склотканиною, покриття на основі еластомерів, а також листові, гумовані, рулонні і облицювальні покриття. Бетонні і кам'яні поверхні, підготовлені до нанесення антикорозійного захисту, не повинні мати виступаючі арматури, раковин, напливів, масляних плям, бруду і т.п.

Для забезпечення стійкості арматури в сильно агресивних середовищах рекомендують її поверхню покривати антикорозійними матеріалами.

Захист підземних конструкцій від корозії має свої особливості і залежить від вологості ґрунтів.

Засолені сухі ґрунти є небезпечними для бетонних і залізобетонних конструкцій в районах з сухим і спекотним кліматом. В умовах прямої сонячної радіації температура поверхні бетону досягає 60...80°C. Через випаровування води з бетону починається інтенсивний масоперенос солей від холодніших зон, розташованих в ґрунті, до поверхні конструкції. У порах цементного каменю солі концентруються, що призводить до руйнування бетону. Ефективним способом захисту конструкцій в засолених сухих ґрунтах є покриття з гідроізоляційних матеріалів.

Засолені ґрунтові води надають сильноагресивну дію на підземні конструкції. Для їх захисту використовують так звані глиняні замки, асфальтові гідроізоляції та інші захисні екрани. Палі покривають бітумними та епоксидними матеріалами або застосовують захисне просочення бетону.

Економічну ефективність захисту конструкцій від корозії можна оцінити шляхом зіставлення сукупних капітальних вкладень і експлуатаційних витрат за різними варіантами.

14.2 Підсилення залізобетонних конструкцій при реконструкції будівель і споруд

Будівництво нових, технічно більш досконалих підприємств доцільно поєднувати з реконструкцією існуючих. У багатьох випадках дуже вигідно та економічно доцільно приріст виробничих потужностей забезпечувати за рахунок технічного переозброєння діючих промислових будівель і споруд. Технічне переозброєння вимагає правильного підходу до реконструкції підприємств, в тому числі обліку необхідності виконання будівельно-монтажних робіт в процесі експлуатації будинків.

Реконструкція промислових і громадських будівель тісно пов'язана з зносом будівель і споруд. Знос будівель поділяють на фізичний і моральний.

Фізичний знос заключається в погіршенні технічних якостей, а також зниженні експлуатаційної придатності та несучої здатності конструктивних елементів. У залізобетонних і кам'яних конструкціях виникає при цьому велика кількість небажаних тріщин, що знижують суцільність бетону і кам'яної кладки. Види розташування тріщин в елементах наведено на рис. 14.1 і 14.2.

Особливу небезпеку для наземних конструкцій представляє здимання ґрунту внаслідок проникнення закислованих вод в основи фундаментів, що приводить до їх руйнування.

Причинами фізичного зносу конструкцій є також помилки, що виникають як при проектуванні, так і при зведенні будівель і споруд. До виробничих помилок відносяться неправильна кількість, положення і анкерування робочих арматурних стрижнів, неправильний склад бетонних сумішей і погане їх ущільнення, неякісні зварні стики арматури і заставних деталей та ін.

Тріщини в бетоні та кам'яній кладці неминучі також при температурно-усадкових і пожежних впливах. Після охолодження конструкцій мають місце необоротні деформації, а також пониження їх тріщиностійкості і міцності. Тому після впливу пожежі, несучі бетонні та залізобетонні конструкції можуть бути придатні для експлуатації, якщо температура не перевищувала 200...400 °С залежно від виду бетону та інтенсивності напружень.

Слід зазначити, що досить важко виявити елементи, які підлягають відновленню або посиленню, а також несуча здатність яких знижена настільки, що вони не відповідають експлуатаційним вимогам і знижують надійність будівлі або споруди.

При відновленні залізобетонних і кам'яних конструкцій неконструктивні тріщини повинні бути герметично зароблені, тому весь кам'яний дріб'язок і пил видаляються щіткою. Після цього проводять закладення тріщин полімерними розчинами ін'єкціонуванням або вручну. Пористий і недоущільнений бетон залізобетонних конструкцій, а також неякісну кам'яну кладку вирубують і замонолічують якісним бетоном. В ході ремонту часто потрібно тимчасове кріплення конструкцій.

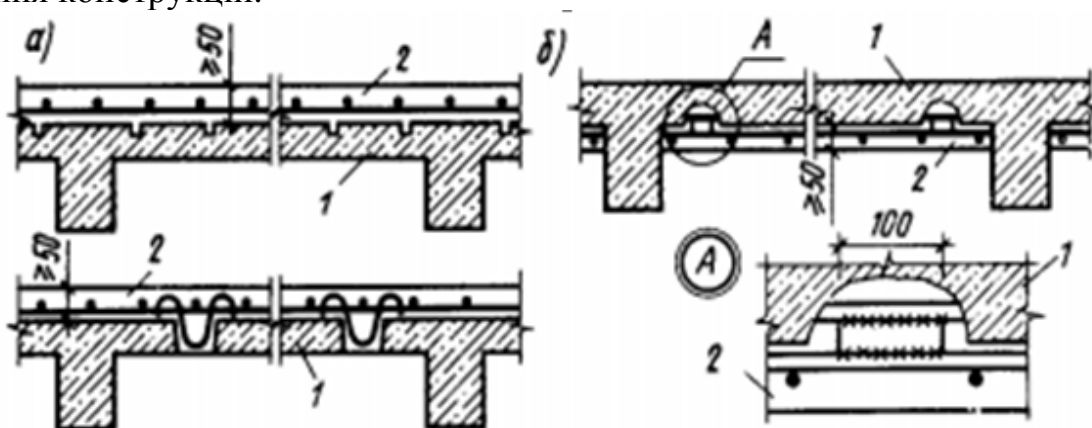


Рис. 14.1 Види розташування неконструктивних тріщин в залізобетонній балці

(а) з ненапруженою, (б) напруженою арматурою, (в) в залізобетонній стіні або плиті перекриття

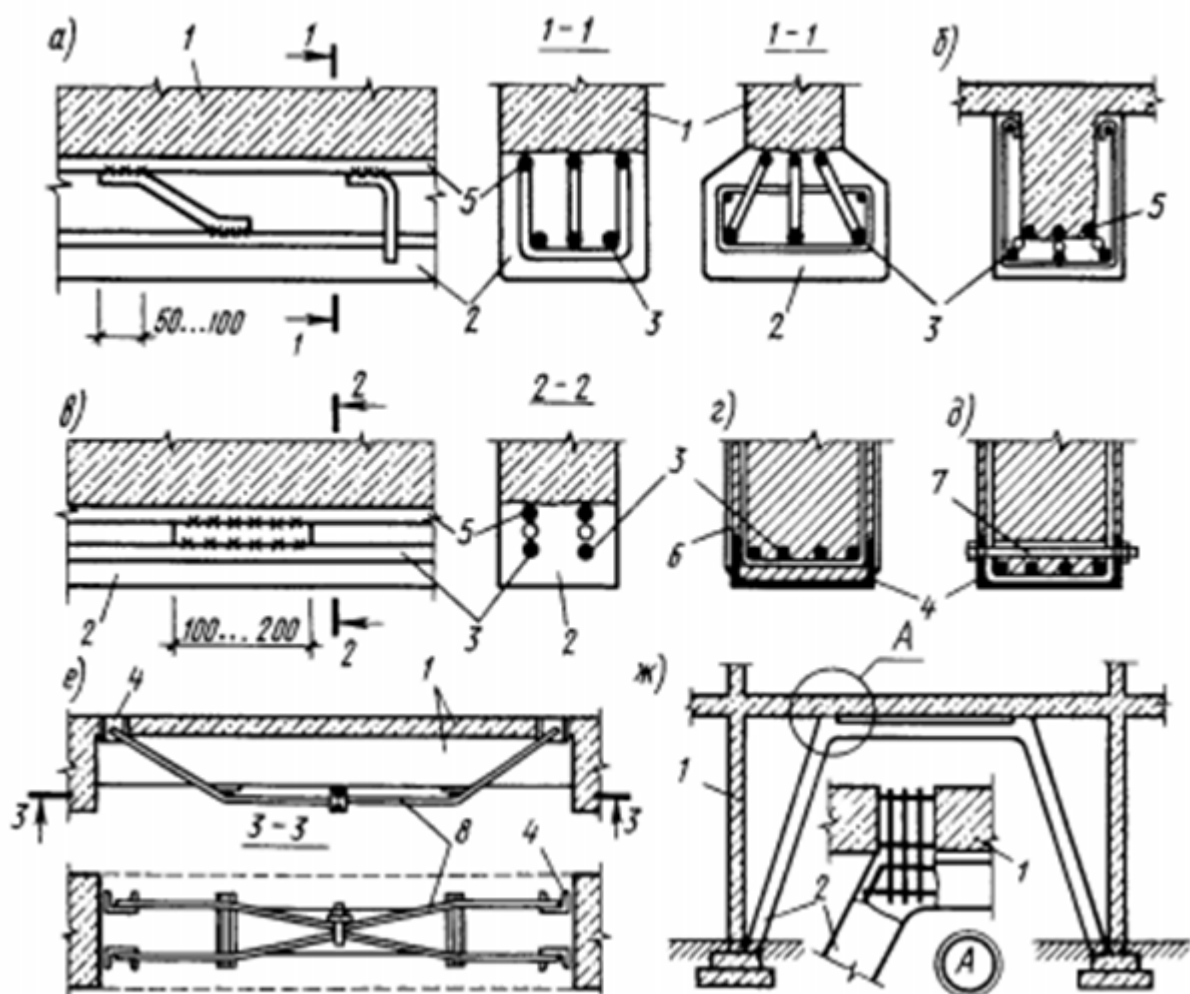


Рис. 14.2 Види розташування неконструктивних тріщин у зовнішніх стінах при наявності слабкої основи під середньою (а) і крайньої (б) частинами будівлі, а також у поперечних не несучих (в) і несучих (г) стінах при різних усадках зовнішніх і внутрішніх поздовжніх стін.

Спосіб підсилення залізобетонних і кам'яних конструкцій залежить від їх типу і обумовлюється техніко-економічним розрахунком.

Посилення плит перекриття. Найпростішим способом посилення плит перекриття і покриття є встановлення металевих балок із прокатного профілю в пропилах плит з наступним оштукатурюванням або фарбуванням. Крім того, такий спосіб посилення плит є ефективним при недостатній глибині їх опирання на стіни.

Підсилення ребристих монолітних перекриттів і збірних залізобетонних плит виконують зазвичай нарощуванням елементів. Нарощування зверху роблять після зняття шарів старої підлоги і пошкодженого верхнього шару старого бетону плит шляхом укладання арматурної сітки і шару нового бетону товщиною не менше 50 мм (рис. 14.3, а).

У тих випадках, коли недоцільно знімати підлогу, нарощування плит виконують знизу (рис. 14.3, б). При цьому до старої арматури приварюють нові сітки, поверхню бетону обробляють насічкою, зволожують і покривають торкретбетоном, для якого характерна хороша адгезія до бетонної поверхні.

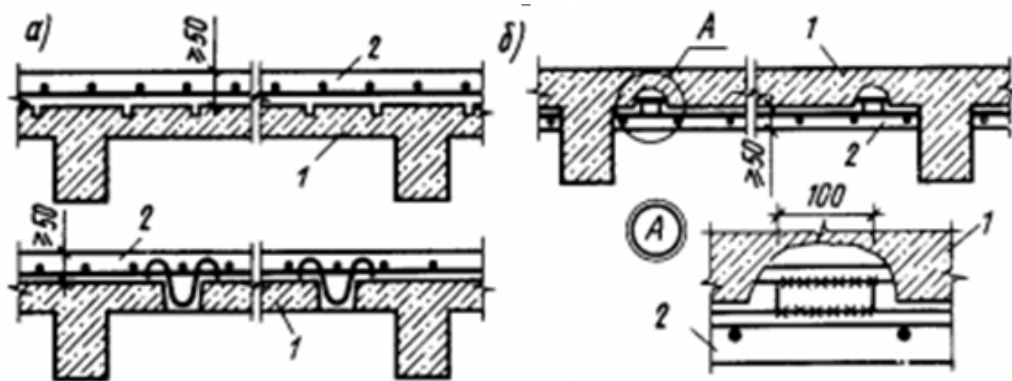


Рис. 14.3 Підсилення залізобетонних плит нарощуванням зверху (а) і знизу (б): 1-плита; 2-новий бетон

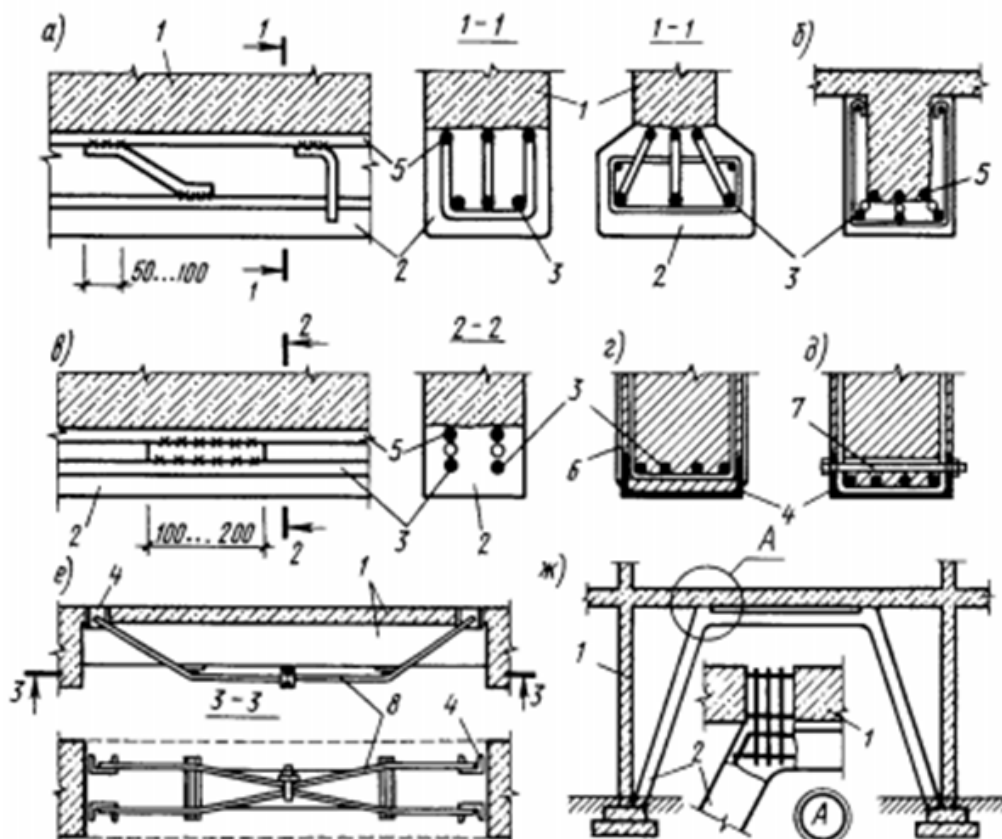


Рис. 14.4 Підсилення залізобетонних балок нарощуванням знизу (а,б,в), застосуванням зовнішньої арматури(г, д) і зміною конструктивної схеми (е, ж):

1 - старий бетон; 2 - новий бетон; додаткова робоча арматура: 4-сталевий швелер. 5 - стара арматура, 6-планка; 7-болт. 8-затяжка

Посилення балок і ригелів. Їх посилення виробляють шляхом нарощування поперечного перерізу, посилення розтягнутої зони зовнішньою жорсткою арматурою або зміни конструктивної схеми.

Нарощування балок виконують з приварюванням до звільненої від захисного шару оголеною арматурою поздовжніх стрижнів (рис. 14.4,а,б,в). Приварку здійснюють за допомогою допоміжних стрижнів. Арматуру покривають шаром торкретбетону. Розтянуту зону балок підсилюють також сталевими швелерами, які приклеюють до бетону і анкерують зовнішніми

сталевими планками (рис. 14.4,г) або спеціальними болтами (рис. 14.4,д).

Конструктивну схему балок змінюють шляхом перетворення конструкції у шпренгельну систему (рис. 14.4,с), а також у нерозрізні балки. Крім того, балки розвантажують шляхом установки нових (додаткових) балок між існуючими, а також пристроєм додаткових опор.

Підсилення колон і простінків. Залізобетонні колони підсилюють шляхом влаштування обойм і наросчування поперечного перерізу з двох або одного боку (рис. 14.5,а). Одностороннє наросчування застосовують з метою зменшення ексцентриситету e_0 прикладанням поздовжньої сили N .

Додаткову поздовжню арматуру з'єднують зі стрижнями колони за допомогою приварених коротичів або хомутів. Поверхню колон обробляють насічкою, зволожують і покривають торкретбетоном. У всіх випадках товщина шару нового бетону повинна бути не менше 60 мм. Площа перерізу нового бетону та додаткової арматури визначають розрахунком. При цьому враховують можливість розвантаження колон при виробництві робіт.

Сильно навантажені і слабкі колони підсилюють пристроєм сорочок, армованих поздовжніми стержнями і спіральним дротом з невеликим кроком (рис. 14.5,б).

Посилення кам'яних простінків роблять за допомогою залізобетонних або металевих сорочок товщиною 60...100 мм. Залізобетонні сорочки більш дефективні. При співвідношенні сторін підсиленого простінка або стовпа більш 2,5 необхідно влаштовувати наскрізне з'єднання підсилюючих шарів залізобетону (рис. 14.6,а). При невеликих розмірах простінків і необхідності значного підвищення їх несучої здатності в ньому влаштовують сердечник із залізобетону або металевих профілів. Залізобетонну обойму виконують з бетону класів В 12,5...В20.

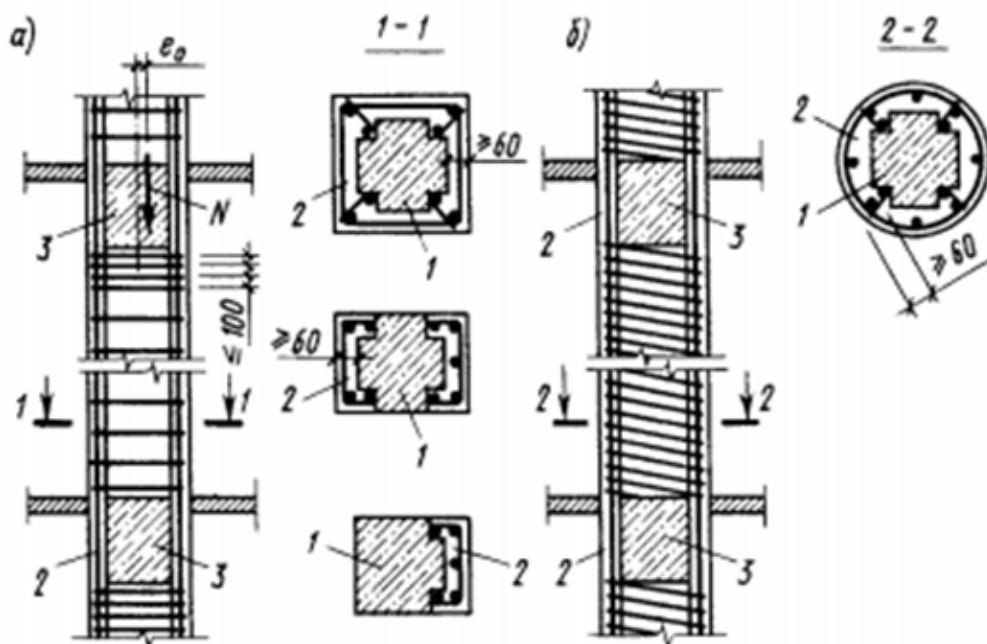


Рис.14.5 Підсилення залізобетонних колон обоймою з поздовжньою (а) і спіральною (б) арматурою:

1 - старий бетон; 2 - новий бетон; 3-балка

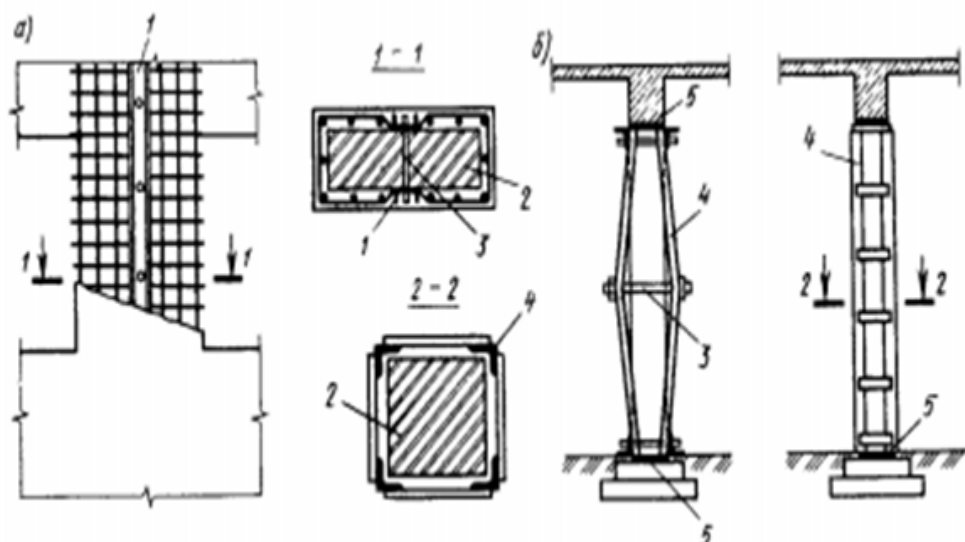


Рис. 14.6 Підсилення простінків (а) і колон (б) кам'яних будівель:
1-швелерна накладка; 2-кам'яна кладка; 3-болт; 4-кутова накладка; 5- упори накладок

Цегляні колони підсилюють також сталеву обоймою, що складається з чотирьох вертикальних кутників, що встановлюються на розчині по кутах підсиленої колони, і хомутів зі смугової сталі або круглих стрижнів, приварених до кутників (рис. 14.6, б). Куткові накладки роблять трохи довшу відстань між верхніми і нижніми упорами. Потім їх стискають за допомогою болтів, чим досягаються попередні стискаючі напруження в обоймі і розвантаження колони.

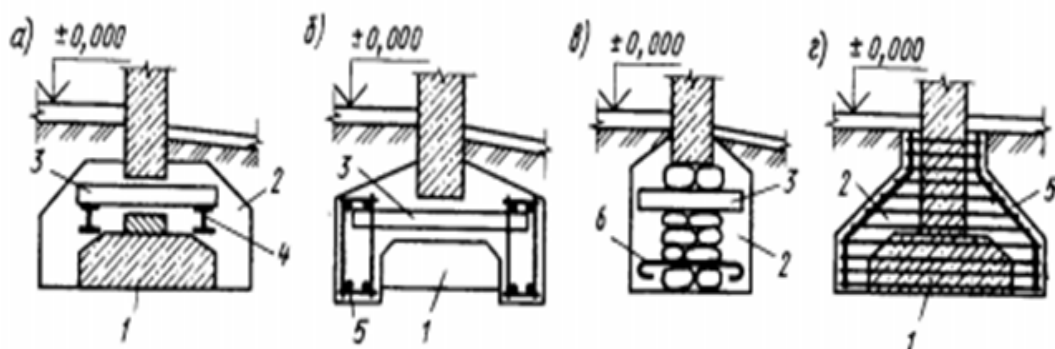


Рис. 14.7 Підсилення стрічкових (а, б, в) та окремих (г) фундаментів:
1-фундамент; 2-новий бетон; 3-поперечна балка; 4-поздовжня металева балка;
5 - арматурний каркас; 6 - стрижень діаметром 16...20 мм

Відстань між хомутами обойми має бути не більше меншого розміру і не більше 500 мм. Сталева обойма повинна бути захищена від корозії шаром цементного розчину товщиною 25...30 мм, нанесеного по металевій сітці.

Підсилення закладних деталей. Досвід експлуатації збірних залізобетонних конструкцій, і в першу чергу крупнопанельних будівель, показав, що стики є дуже слабким місцем несучих та огорожуючих елементів. У стиках постійно виникають напруги, що викликаються усадкою бетону, зміною температури, впливом атмосферних впливів, усадкою фундаментів і т.

д. Залишкова піддатливість і корозійні розрушення сполучних і заставних деталей, а також зв'язків можуть сильно знижувати міцність і просторову жорсткість конструкцій.

Всі конструктивні стики, в яких перетин закладних деталей зменшився більш ніж на 30%, підлягають підсиленню шляхом введення нових з'єднувальних елементів.

Підсилення фундаментів. Підсилення фундаментів будівель і споруд виконують шляхом збільшення розмірів у плані їх підосви.

Стрічкові фундаменти підсилюють шляхом установки поперечних сталевих елементів, що спираються на поздовжні сталеві або залізобетонні балки, і нарощування поперечного перерізу фундаменту монолітним бетоном (рис. 14.7, а, б). У слабо навантажених стрічкових фундаментах поздовжні балки не встановлюють (рис. 14.7, в).

Окремі фундаменти під колони підсилюють пристроєм монолітної залізобетонної обойми (рис. 14.7, г).

ПЕРЕЛІК ПИТАНЬ ПІДСУМКОВОГО КОНТРОЛЮ

1. Сутність просторових тонкостінних покриттів та область їх застосування, їх переваги й недоліки.
2. Описати класифікацію тонкостінних конструкцій покриття будівель і споруд. Монолітні, збірні та збірно-монолітні оболонки.
3. Охарактеризувати безмоментний та моментний напружений стан оболонок, основні передумови розрахунку оболонок.
4. Описати класифікацію довгих циліндричних оболонок та їх конструктивні рішення.
5. Як розраховуються довгі циліндричні оболонки в поздовжньому та поперечному напрямку?
6. Описати принципи армування довгих циліндричних оболонок.
7. Описати конструктивні особливості збірних і збірно-монолітних довгих циліндричних оболонок.
8. Охарактеризувати покриття у вигляді довгих складок, їх конструктивні особливості й розрахунок.
9. Яка конструкція коротких циліндричних оболонок?
10. Як розраховуються короткі циліндричні оболонки в поздовжньому й поперечному напрямках?
11. Описати принципи армування коротких циліндричних оболонок.
12. Описати конструктивні рішення коротких призматичних складок, особливості їх розрахунку й армування.
13. Охарактеризувати конструкції залізобетонних куполів, область їх застосування.
14. Визначити зусилля, які виникають в оболонці купола і в опорному кільці.
15. Охарактеризувати армування оболонки купола й опорного кільця.

16. Описати конструкції пологих оболонок на прямокутному плані, область їх використання.
17. Як визначаються зусилля в пологих оболонках та як вони армуються?
18. Описати конструкції оболонок від'ємної гаусової кривини, особливості їх розрахунку та армування.
19. Описати конструкції залізобетонних хвилястих склепінь, як вони розраховуються та армуються.
20. Охарактеризувати конструкції висячих покриттів, область їх застосування, переваги та недоліки.
21. Як розраховуються та і конструюються висячі покриття.
22. Описати конструктивні схеми круглих залізобетонних резервуарів, їх класифікація й область використання.
23. Як розраховуються й армуються круглі резервуари?
24. Описати конструкції прямокутних в плані резервуарів, вузли з'єднання стін між собою та з днищем.
25. Висвітлити основні положення розрахунку й конструювання прямокутних резервуарів.
26. Описати конструктивні рішення водонапірних башт та конструкцій з яких вони складаються.
27. Принципи розрахунку водонапірних башт.
28. Опори та фундаменти водонапірних башт.
29. Класифікація та конструктивні схеми монолітних і збірних бункерів.
30. Як визначаються навантаження на стіни і воронки бункерів? Які їх схеми можливого руйнування?
31. Висвітлити основні положення розрахунку бункерів, їх армування.
32. Описати конструкції силосів та силосних корпусів, їх застосування.
33. Як визначається тиск сипучого на стіни силосів?
34. Висвітлити основні положення розрахунку круглих і прямокутних силосів, принципи їх армування.
35. Описати типи залізобетонних підпірних стін. Як визначається тиск ґрунту на підпірні стіни?
36. Як розраховуються й армуються консольні кутові підпірні стіни?
37. Як розраховуються й армуються кутові контрфорсні стіни?
38. Основні положення розрахунку підпірних стін.
39. Описати конструкції каналів і тунелів, область їх застосування.
40. Як визначається навантаження на канали й тунелі? Як вони розраховуються й армуються?
41. Конструктивні рішення димових труб. Описати конструкції залізобетонних димових труб.
42. Основні положення розрахунку й армування ствола димових труб.
43. Описати конструкції залізобетонних опор ліній електропередач, принципи їх розрахунку й армування.
44. Загальна характеристика та конструювання залізобетонних витяжних градирень.

45. Охарактеризувати динамічні навантаження на залізобетонні конструкції.
Яка мета динамічних розрахунків конструкцій?
46. Охарактеризувати вільні коливання конструкцій, явище резонансу.
47. Охарактеризувати вимушені коливання конструкцій.
48. Розкрити основні положення розрахунку конструкцій при дії динамічних навантажень. Які застосовують заходи для зменшення вібрації?
49. Описати суть сейсмічних явищ та їх вплив на будівлі і споруди. Які виникають тони коливань будівель і споруд?
50. Як визначаються навантаження та зусилля в елементах будівель і споруд від сейсмічних впливів?
51. Розрахунок та особливості конструювання будівель, які експлуатуються в сейсмічних районах.
52. Як впливають підвищені і високі технологічні температури на механічні властивості бетону й арматури? Як визначаються розрахункові характеристики бетону й арматури?
53. Визначення деформацій і зусиль, які виникають від температурного нагрівання.
54. Висвітлити основні положення розрахунку залізобетонних конструкцій з урахуванням температурних впливів.
55. Охарактеризувати агресивні середовища по відношенню до залізобетонних конструкцій.
56. Корозія бетону й арматури та її види.
57. Які використовуються заходи для захисту поверхонь бетону й арматури від корозії?
58. Які причини можуть призвести конструкції будівель і споруд до аварій і руйнування? Коли виникають необхідності відновлення, реконструкції та підсилення залізобетонних і кам'яних конструкцій?
59. Навести приклади підсилення залізобетонних конструкцій шляхом зміни статичної схеми їх роботи.
60. Навести приклади підсилення залізобетонних конструкцій шляхом нарощування.
61. Описати методи підсилення кам'яних конструкцій.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – Київ: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.
2. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. – Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України, 2010. – 166 с.
3. ДБН В.1.2-2:2006. Навантаження і впливи: Норми проектування. – Київ: Мінбуд України, 2006. – 75 с.
4. Железобетонные конструкции: Специальный курс. Учебное пособие для вузов / В.Н. Байков, П.Ф. Дроздов, И.А. Трифанов и др.; Под ред. В.Н. Байкова. – 3-е изд. перераб. – М.: Стройиздат, 1981. – 767с.
5. Залізобетонні конструкції. Підручник / А.Я. Барашиков, Л.М. Будникова, Л.В. Кузнецов та ін.; За ред. А.Я. Барашикова. – К. Вища школа, 1995. - 591с.
6. Залізобетонні конструкції: Підручник / П.Ф. Вахненко, А.М. Павліков, О.В. Горик, В.П. Вахненко. За ред. П.Ф. Вахненка. – К. Вища школа, 1999. – 508с.
7. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс. Учебник для вузов. – 4-е изд., перераб. – М. Стройиздат, 1985. – 728с.
8. Справочник проектировщика. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства. / Под ред. Г.И. Бердичевского. – М., Стройиздат, 1974. – 398с.
9. Справочник проектировщика инженерных сооружений. / Под ред. Д.А. Коршунова. – 2-е изд., перераб. – К.: Будивельник, 1988. – 352с.
10. Стулов Т.Т. и др. Железобетонные резервуары для хранения нефти и нефтепродуктов. Проектирование и сооружение. М., Недра, 1968.
11. Ждахин Л.П. Расчет железобетонных бункеров по предельным состояниям. М., Стройиздат, 1970.
12. Идашкин С.И., Сафарян М.К. Железобетонные резервуары для воды и нефтепродуктов. М., Госстройиздат, 1958.
13. Коренев Б.Г. Вопросы расчета балок и плит на упругом основании. М., Госстройиздат, 1954.
14. Липницкий М.Е., Абрамович Ж.Р. Проектирование железобетонных бункеров и силосов. М., Госстройиздат, 1960.
15. Липницкий М.Е., Абрамович Ж.Р. Железобетонные бункера и силосы (расчет и проектирование). М., Стройиздат, 1967.
16. Овечкин А.М. Расчет железобетонных круглых резервуаров. М., Стройиздат, 1950.
17. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для работы в условиях воздействия повышенных и высоких температур. НИИЖБ Госстроя СССР. М., Стройиздат, 1978.

18. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов / к СНиП 2.03.01-84/. Ч.1, II / ЦНИИпром. зданий Госстроя СССР, 1988. – 192с.
19. Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г. Железобетонные и каменные конструкции: Учебник для студентов вузов по спец. «Пром. и гражд. строительство». – М.: Высш. шк., 1987. – 384с.
20. Пособие по проектированию бетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения арматуры / к СНиП 2.03.01-84 // ЦНИИ пром. зданий Госстроя СССР, НИИЖБ Госстроя СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1986. – 192с.
21. Інженерні конструкції / За ред. Є.М. Бабича. - Львів: Світ, 1991. - 352 с.
22. Масюк Г.Х. Залізобетонні конструкції інженерних споруд промислових підприємств: Навчальний посібник. - Рівне: НУВГП, 2010. – 212 с.
23. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни "Проектування залізобетонних та мурованих конструкцій" для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 "Промислове і цивільне будівництво". "Вихідні дані. Компонування конструктивної схеми та збір навантажень на поперечну раму" / Конончук О.П., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013, – 40 с.
24. Методичні вказівки до виконання курсового проекту з дисципліни "Проектування залізобетонних та мурованих конструкцій" для студентів спеціальності 7.06010101 та 8.06010101 "Промислове і цивільне будівництво". "Статичний розрахунок поперечної рами за допомогою програмного комплексу "Ліра" / Ковальчук Я.О., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013, – 28 с.
25. Методичні вказівки до оформлення курсових та дипломних проектів із залізобетонних конструкцій для студентів спеціальності «Промислове та цивільне будівництво» / Ковальчук Я.О., Дубіжанський Д.І., Сорочак А.П., Конончук О.П. – Тернопіль: ТНТУ, 2013. – 52 с.